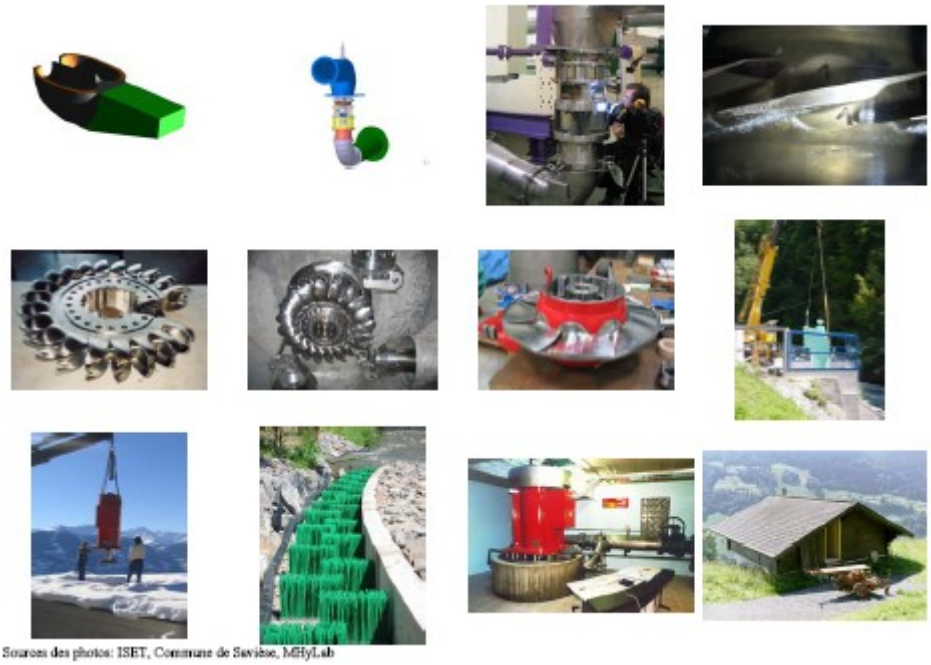
PETITE HYDROELECTRICITE:

GUIDE TECHNIQUE POUR LA REALISATION DE PROJET



Sources des photos: ISET, Commune de Savièse, MHyLab

Ce document est la version française du "Layman's Guidebook on how to develop a small hydro site" créé dans le cadre de l'ESHA, traduit et révisé en 2005 par l'Ademe (Fr), MHyLab (CH) et SCPTH (Fr).

ESHA: European Small Hydropower Association
Association Européenne de la Petite Hydroélectricité
Maison des Energies renouvelables
63-65 Rue d'Arlon * B- 1040 Bruxelles *Belgique
T: +32 2 546 1945 * F: +32 2 546 1947
E: maria.laguna@esha.be * I: www.esha.be

RESUME

Développer une petite centrale hydroélectrique n'est pas une tâche facile. Ceci inclut une série importante d'aspects à considérer, du choix du site jusqu'au fonctionnement de la centrale. Cela demande également une connaissance générale diversifiée du promoteur sur des questions financières, légales, administratives et techniques. Ce guide rassemble tous ces aspects étape par étape, servant d'outil au promoteur potentiel d'une petite centrale hydroélectrique.

Il est divisé en neuf chapitres. Le chapitre 1 introduit les concepts fondamentaux, tels que la définition d'une petite centrale hydroélectrique, les types d'aménagements et les manières d'exploiter la ressource en eau. Il donne une vue d'ensemble du contenu du guide. Les chapitres suivants, décrivent les étapes essentielles à suivre pour une évaluation générale de l'aménagement avant de savoir si une étude de faisabilité détaillée doit être réalisée. Les aspects fondamentaux à observer concernent:

- La topographie et la géomorphologie du site.
- L'évaluation de la ressource en eau et son potentiel de production.
- La sélection du site et l'agencement de base.
- Les turbines hydrauliques, les générateurs et le contrôle-commande de l'installation.
- L'évaluation de l'impact environnemental du projet.
- L'ingénierie financière.
- Le cadre institutionnel et les procédures administratives pour obtenir les autorisations.

Lire ce guide aidera le futur exploitant d'une petite centrale hydroélectrique à comprendre les différents aspects, les phases et les procédures qui doivent être suivies pour la réaliser et la faire fonctionner.

Bernhard Pelikan
Président d'ESHA

REMERCIEMENTS

Ce guide est une version mise à jour et adaptée de la publication “Petite hydroélectricité : guide technique pour le montage de projets”, publiée par ESHA – the European Small Hydropower Association – en 1998 dans le cadre du programme ALTENER du DG-TREN de la Commission européenne (Directorate General for Transport and Energy).

Bien que basé sur la version originale, le guide a été entièrement mis à jour et adapté en raison des changements importants dans le secteur ces dernières années, concernant en particulier les aspects environnementaux et administratifs. La version mise à jour est disponible en anglais, français, allemand et suédois, tandis que les versions espagnole et italienne correspondent à la publication originale.

Le guide “Petite hydroélectricité : guide technique pour le montage de projets” a été réalisé au sein du Projet Hélvético-Européen “Thematic Network on Small Hydropower” (Réseau Thématique de la Petite Hydroélectricité), financé par le 5ième Programme Cadre RD&D (FP5). Il a été mis à jour et adapté par un Comité de Révision sous la coordination et les directives d’ESHA. Les membres du Comité de Révision sont parmi les partenaires de Projet: Francis Armand † (ADEME), Anton Schleiss (EPFL-LCH), Erik Bollaert (EPFL-LCH), Pedro Manso (EPFL-LCH), Jochen Bard (ISET), Jamie O’Nians (IT Power), Vincent Denis (MHyLab), Aline Choulot (MHyLab), Bernhard Pelikan (ÖVFK), Jean-Pierre Corbet (SCPTH), Christer Söderberg (SERO), Jonas Rundqvist (SERO) et Luigi Papetti (Studio Frosio).

La présente édition française a été entièrement relue et corrigée par ADEME, MHyLab et SCPTH.

Remerciements particuliers à Celso Penche (ESHA), auteur du Layman’s Guide.

ESHA 2005

TABLE DES MATIERES

1 INTRODUCTION1 19

1.1 Une source d'énergie gratuite et potentiellement inépuisable.....19

1.2 Définition d'une petite centrale hydroélectrique.....20

1.3 Configurations des sites.....20

1.3.1 Aménagements au fil de l'eau.....20
1.3.2 Aménagements en pied de barrage.....23
1.3.3 Aménagements intégrés dans un canal d'irrigation.....24
1.3.4 Aménagements intégrés dans un réseau d'eau potable.....25

1.4 Les étapes d'un projet d'aménagement d'une petite centrale hydroélectrique.....26

2 PRINCIPES HYDRAULIQUES1 29

2.1 Introduction.....29

2.2 Ecoulement dans les conduites.....29

2.2.1 Pertes de charge par frottement.....32
2.2.2 Pertes de charge locales ou singulières.....40
2.2.3 Régime transitoire.....45

2.3 Écoulements dans les canaux.....48

2.3.1 Classification des écoulements en canal.....48
2.3.2 Écoulement uniforme en canal.....49
2.3.3 Section transversale efficace.....50
2.3.4 Principes d'énergie dans des écoulements en canal.....51

3 HYDROLOGIE1 59

3.1 Introduction.....59

3.2 Mesures officielles des débit des cours d'eau.....60

3.3 Evaluation des débits de cours d'eau par une mesure de débit.....61

3.3.1 Méthode d'exploration du champ des vitesses.....61
3.3.2 Méthode du déversoir.....68
3.3.3 Méthode de la pente de la ligne d'eau.....69

3.4 Caractéristiques des écoulements des cours d'eau 69

3.4.1 Courbe chronologique des débits.....69
3.4.2 Courbes des débits classés.....70
3.4.3 Courbes des débits classés standardisées.....71
3.4.4 Courbes des débits classés partielles.....74
3.4.5 Hauteur de chute.....74

3.5 Débit réservé.....77

3.6 Estimation de la puissance d'une centrale et de la production énergétique.....77

3.6.1 Variation de la chute en fonction du débit et impact sur la puissance de la turbine.....79
3.6.2 Production aux heures de pointe.....81

3.7 Puissance garantie.....81

3.8 Crues.....82

3.8.1 Crues de projet.....82
3.8.2 Analyse statistique des données de crues.....83
3.8.3 Modélisation hydrologique d'un bassin versant.....85

4 METHODOLOGIES D'EVALUATION DES SITES1 87

4.1 Introduction....87

4.2 Cartographie....87

4.3 Etudes géotechniques....88

4.3.1 Méthodologies....89

4.3.2 Méthodologies: étude de cas....90

4.4 Analyse des échecs....98

5 STRUCTURES HYDRAULIQUES1 105

5.1 Introduction....105

5.2 Barrages....105

5.2.1 Barrages en remblai....107

5.2.2 Barrages en béton....108

5.2.3 Autres types de barrages....109

5.2.4 Charges et stabilité des barrages de béton....110

5.2.5 Sécurité des barrages....111

5.3 Déversoirs et évacuateurs de crues....112

5.3.1 Déversoirs....113

5.3.2 Déversoirs avec vannes....115

5.3.3 Autres types d'évacuateurs....116

5.3.4 Pertes de charge....120

5.3.5 Grilles....121

5.3.6 Formation de vortex....125

5.4 Bassins de décantation....127

5.4.1 Général....127

5.4.2 Efficacité d'un bassin de décantation....128

5.4.3 Dimensionnement....128

5.5 Vannes....129

5.6 Canaux à ciel ouvert....133

5.6.1 Conception et dimensions....133

5.6.2 Excavation et stabilité....138

5.7 Conduites forcées....141

5.8 Canaux de fuite....157

6 EQUIPEMENT ELECTROMECANIQUE1 159

6.1 Centrale....159

6.2 Turbines hydrauliques....161

6.2.1 Types et configuration....162

6.2.2 Vitesse spécifique et similitude....175

6.2.3 Conception préliminaire....178

6.2.4 Critère de sélection de turbine....181

6.2.5 Rendement des turbines....188

6.3 Multiplicateurs de vitesse....191

6.3.1 Type de multiplicateurs....191

6.3.2 Caractéristiques du multiplicateur....193

6.3.3 Maintenance des multiplicateurs....194

6.4 Générateurs....194

6.4.1 Configurations des générateurs....195

6.4.2 Excitatrices....196
6.4.3 Régulation de tension et synchronisation....197
6.5 Régulation de turbine....197
6.6 Protection et connexion au réseau....200
6.7 Contrôle - commande....201
6.8 Equipements électriques auxiliaires....202
6.8.1 Transformateur de service....202
6.8.2 Alimentation en courant continu....203
6.8.3 Mesures de niveau d'eau....203
6.8.4 Sous-station....204
6.9 Exemples....204

7 IMPACTS ENVIRONNEMENTAUX ET MESURES DE REDUCTION1 208

7.1 Introduction....208
7.2 Identification des charges financières et des impacts....209
7.3 Impacts pendant la phase de construction....211
7.3.1 Réservoirs....211
7.3.2 Canaux d'entrée d'eau, canaux ouverts, conduites forcées, canaux de fuite....212
7.4 Impacts générés par le fonctionnement de l'unité hydroélectrique....212
7.4.1 Impacts sonores....212
7.4.2 Impact sur le paysage....214
7.4.3 Impacts biologiques....221
7.5 Impacts des lignes de transmission....240
7.5.1 Impact visuel....240
7.5.2 Impact sur la santé....241
7.6 Conclusion....241

8 ANALYSE ECONOMIQUE1 243

8.1 Introduction....243
8.2 Considérations de base....243
8.3 Principes d'actualisation des valeurs monétaires....246
8.4 Méthodes d'évaluation économique....248
8.4.1 Méthodes "statiques"....249
8.4.2 Méthodes "dynamiques"....250
8.4.3 Exemples....252
8.5 Tarifs et primes....257

9 PROCEDURES ADMINISTRATIVES1 260

9.1 Introduction....260
9.2 Types de procédures....260
9.2.1 Réglementation de l'énergie – Droits d'eau....261
9.2.2 Procédures environnementales....263
9.2.3 Spécifications de construction....267
9.2.4 Raccordement au réseau....267
9.2.5 Autres procédures....268

9.3 Quelques exemples pratiques5.....268
9.3.1 Grèce.....268
9.3.2 France6.....270
9.3.3 Irlande.....271
9.3.4 Autriche.....273
9.3.5 Pologne.....274
9.3.6 Portugal.....274
9.3.7 Suisse.....276

ANNEXE A : LA PETITE HYDROELECTRICITE SUR LE MARCHE INTERIEUR DE L'ÉLECTRICITÉ 277

GLOSSAIRE 296

LISTE DES FIGURES

Figure 1.1 : Aménagement de haute chute.....21
Figure 1.2 : Aménagement de basse chute avec conduite forcée.....21
Figure 1.3 : Aménagement à basse chute intégré dans le barrage.....22
Figure 1.4 : Aménagement de basse chute utilisant un barrage existant.....23
Figure 1.5 : Aménagement de basse chute – montage en siphon.....23
Figure 1.6 : Aménagement intégré utilisant un canal d'irrigation.....24
Figure 1.7 : Aménagement à déversoir longitudinal utilisant un canal d'irrigation.....25
Figure 1.8 : Aménagement intégré dans un système de distribution d'eau.....26
Figure 2.9 : distribution de vitesse en écoulement laminaire et en écoulement turbulent.....30
Figure 2.10 : Gradient hydraulique et gradient énergétique.....32
Figure 2.11 : μ fonction du nombre de Reynolds.....36
Figure 2.12 : Coefficients de perte de charge des grilles.....41
Figure 2.13 : Valeurs de Kc et de Kex en fonction de d/D.....42
Figure 2.14 : Coefficients de perte de charge dans les divergents.....43
Figure 2.15 : Coefficients de perte de charge à l'entrée d'une conduite.....44
Figure 2.16 : Coefficients de perte de charge dans les courbes.....44
Figure 2.17 : Coefficients de perte de charge typiques pour un écoulement à travers des vannes.....45
Figure 2.18 : Distribution typique pour un écoulement en canal ouvert.....48
Figure 2.19 : Représentation de différents types de débits.....49
Figure 2.20 : distribution de pression dans des canaux ayant un lit verticalement courbé.....51
Figure 2.21 : Energie spécifique en fonction de la profondeur de l'écoulement.....54
Figure 2.22 : Diagramme de Moody : Coefficient des frottement pour un écoulement dans une conduite.....56
Figure 2.23 : Représentation d'une onde de pression dans une conduite.....57
Figure 3.24 : Schéma type d'une installation hydroélectrique.....59
Figure 3.25 : Mesure du niveau de la rivière, définitions.....61
Figure 3.26 : Courbe de hauteur - débit.....63
Figure 3.27 : Mesure de la section transversale.....64
Figure 3.28 : Courbe d'évolution de la conductivité en fonction du temps.....67
Figure 3.29 : Mesure des débits par déversoirs et canaux jaugeurs à col.....68
Figure 3.30: Exemple d'enregistrement de débits.....70
Figure 3.31: Exemple d'une courbe de débits classés.....71
Figure 3.32 : Exemple de courbes de débits classés avec une échelle logarithmique.....71
Figure 3.33 : Exemple de courbes de débits classés standardisées.....72
Figure 3.34 : Conduite forcée (exemple 3.1).....75
Figure 3.35 : Définition du débit réservé.....78
Figure 3.36 : Exemple de rendement de turbine en fonction du débit.....79
Figure 3.37 : Variation de la chute nette (en trait tillé) et de la puissance (en pointillé) en fonction du débit de la rivière.....80

Figure 3.38 : Composants d'un modèle hydrologique....85
Figure 4.39 : Représentation schématique du site....90
Figure 4.40 : Emplacement du barrage et structures des deux berges....91
Figure 4.41 : Section géologique de la formation colluviale....91
Figure 4.42 : Aménagement géomorphologique d'un traçage de canal....92
Figure 4.43 : Coupe schématique de la galerie sous les colluvions....94
Figure 4.44 : Finition en béton définissant la section finale de la galerie....95
Figure 4.45 : Faille présente dans la galerie de La Rienda....96
Figure 4.46 : Résultats de l'opération d'injection de ciment....98
Figure 4.47 : Aménagement de Ruahihi....99
Figure 4.48 : Profil en long de l'aménagement de La Marea....101
Figure 4.49 : Vue en plan de l'aménagement de La Marea....101
Figure 5.50 : Barrage en remblai constitué de différents matériaux avec noyau de moraine....107
Figure 5.51 : Géométries types des barrages-voûtes à simple et à double courbure....109
Figure 5.52 : Barrage maçonné à masque amont vertical en béton....110
Figure 5.53 : Barrages en bois....110
Figure 5.54 : Répartition des efforts sur les barrages en béton....111
Figure 5.55 : Structures de déversoirs fixes et mobiles....113
Figure 5.56 : Caractéristiques et formules de calcul de débits pour les déversoirs....114
Figure 5.57 : Configuration de seuils....115
Figure 5.58 : Caractéristiques et formules de débit pour des déversoirs avec vannes....116
Figure 5.59 : Batardeaux encastrés et articulés....117
Figure 5.60 : Courants secondaires dans les courbures de rivières....117
Figure 5.61 : Agencement type d'une prise latérale....118
Figure 5.62 : Prise d'eau dite par en dessous....119
Figure 5.63 : Prise d'eau "tyrolienne"....120
Figure 5.64 : Prise d'eau française : Canal construit dans le lit de la rivière et protégé par une grille....121
Figure 5.65 : Agencement de dromes....122
Figure 5.66 : Formule de calcul de pertes de charge dans les grilles....123
Figure 5.67 : Dégrilleur oléo-hydraulique....124
Figure 5.68 : Hauteur minimale de recouvrement....127
Figure 5.69 : Bassins de décantation....128
Figure 5.70 : Dispositif d'arrêt en forme de coin....130
Figure 5.71 : Vanne-papillon (principe)....132
Figure 5.72 : Vanne sphérique (principe)....132
Figure 5.73 : Conception des canaux....139
Figure 5.74 : Canal renforcé rectangulaire....139
Figure 5.75 : Matériaux utilisés pour la protection....139
Figure 5.76 : Conduite forcée....142
Figure 5.77 : Conduite forcée avec blocs d'ancrage en béton et joints de dilatation....143
Figure 5.78 . Conduite en acier mécano soudée....144
Figure 5.79 : Optimisation économique....147
Figure 5.80 : Conduite forcée, pertes de charge et turbulence....148
Figure 5.81 : Cheminée d'équilibre....154
Figure 5.82 : Variation de la hauteur d'eau dans la cheminée d'équilibre en fonction du temps....155
Figure 6.83 : Coupe schématique d'une centrale basse chute intégrée au barrage....160
Figure 6.84 : Coupe schématique d'une centrale à moyenne ou haute chute....160
Figure 6.85 : Vue schématique d'un aménagement hydroélectrique et des sections de mesure....163
Figure 6.86 : Coupe d'un injecteur avec déflecteur....164
Figure 6.87: Vue d'une Pelton à deux injecteurs et axe horizontal....165
Figure 6.88: Vue d'une Pelton à 2 injecteurs et axe vertical....165
Figure 6.89 : Principe d'une turbine Turgo....166
Figure 6.90 : Schéma de principe d'une turbine à flux traversant....166
Figure 6.91 : Principe de fonctionnement des directrices du distributeur....168
Figure 6.92 : Vue d'une turbine Francis à axe vertical....169

Figure 6.93 : Energie cinétique restant en sortie de roue....170
Figure 6.94 : Coupe d'une turbine Kaplan à double réglage....171
Figure 6.95 : Coupe longitudinale d'une turbine bulbe à double réglage....171
Figure 6.96: Coupe d'une installation de turbine Kaplan à axe vertical....173
Figure 6.97: Coupe d'une installation de turbine Kaplan en siphon à axe incliné....173
Figure 6.98: Coupe d'une installation de turbine Kaplan en siphon inversée....173
Figure 6.99: Coupe d'une installation de turbine Kaplan à axe incliné....173
Figure 6.100: Coupe d'une installation de turbine Kaplan en S....173
Figure 6.101: Coupe d'une installation de turbine Kaplan à renvoi d'angle et axe incliné....173
Figure 6.102: Coupe d'une installation de turbine Kaplan en puits et axe incliné....174
Figure 6.103 : Tracé des roues de turbine Francis en fonction de la vitesse spécifique ns....176
Figure 6.104 : Vitesse spécifique en fonction de la chute nette Hn = E/g....177
Figure 6.105 : Caractéristiques des injecteurs....179
Figure 6.106: Coupe d'un roue Francis....180
Figure 6.107 : Coupe d'une turbine Kaplan....181
Figure 6.108 : Domaine d'utilisation des différents types de turbines....183
Figure 6.109 : Limites de cavitation....186
Figure 6.110 : Comparaison entre la mesure de rendement d'une turbine réelle construite sans développement en laboratoire et les performances possibles avec une technique garantie....188
Figure 6.111 : Représentation schématique des pertes d'énergie dans un aménagement hydroélectrique....189
Figure 6.112 : Niveaux de rendement des petites turbines hydroélectriques....190
Figure 6.113: Multiplicateur à arbres parallèles....192
Figure 6.114: Multiplicateur à engrenages coniques....192
Figure 6.115: Multiplicateur à courroie....192
Figure 6.116 : Générateur à axe vertical couplé directement à une turbine Kaplan....196
Figure 6.117 : Régulateur de vitesse mécanique....199
Figure 6.118 : Mesure de niveau....204
Figure 7.119 : Schéma de l'aménagement de Cordiñanes....215
Figure 7.120 : Section transversale de l'aménagement de Neckar....221
Figure 7.121 : Exemple de courbe de débits classés en fonction de temps....226
Figure 7.122 : Section transversale d'un lit de rivière....228
Figure 7.123 : Relation entre le débit environnemental et la morphologie du lit de rivière....230
Figure 7.124 : Dispositifs à seuils rectangulaires....231
Figure 7.125 : Passe à poissons à chicanes....232
Figure 7.126 : Passe à poissons à fentes verticales....233
Figure 7.127 : Passe à poissons Denil....234
Figure 7.128 : Coupe de l'écluse de Borland....234
Figure 7.129 : Dispositif d'attrait....235
Figure 7.130 : Schéma de l'écran de Coanda....237
Figure 7.131 : Barrière à poissons bioacoustique....239
Figure 8.132 : Coût spécifique des capacités installées en Euros/kW, en fonction de la chute (mètres) 244
Figure 8.133 : Coûts d'investissement par capacité installée pour des hauteurs de chutes données....244
Figure 8.134 : Coûts d'investissements « clefs en main » selon ESTIR pour les petites centrales hydroélectriques (minima, moyens et maxima)....245
Figure 9.135 : Réglementation du débit réservé en Suisse....266
Figure 9.136 : Organigramme des procédures administratives portugaises....275
Figure 5.137 : Barrage gonflable....300
Figure 5.138 : Représentation schématique d'un seuil en siphon....302
Figure 5.139 : Vue schématique d'un évacuateur en puits dans un canal....302
Figure 5.140 : Déversoir de type labyrinthe vu de dessus....303

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 2.1 : Rugosité "e" pour différentes conduites du commerce....33
Tableau 2.2 : Coefficient de Manning n pour différentes conduites du commerce 38
Tableau 2.3 : Coefficients de Hazen-Williams....39
Tableau 2.4 : Pertes supplémentaires dans les grilles pour des approches non perpendiculaires....41

Tableau 2.5 : Caractéristiques géométriques de différents profils de canal....55
Tableau 2.6 : Formules empiriques utilisées pour estimer yc dans les canaux....55
Tableau 3.7: Valeurs types du coefficient de Manning n pour des cours d'eau....69
Tableau 3.8 : Débit technique minimum des turbines....79
Tableau 3.9 : critères types pour une crue de projet....83
Tableau 3.10 : Probabilité d'occurrence....83
Tableau 5.11 : Paramètres hydrauliques pour des sections transversales de canal conventionnelles....135
Tableau 5.12 : Profil optimum pour différentes sections de canal....135
Tableau 5.13 : Différentes caractéristiques de matériaux....145
Tableau 6.14 : Configuration de turbine Kaplan....172
Tableau 6.15 : Echelle de vitesse spécifique pour chaque type de turbine....177
Tableau 6.16 : Domaine d'utilisation des différents types de turbines....182
Tableau 6.17 : Capacité de réponse aux variations de chute et de débit des différents types de turbines....183
Tableau 6.18 : Vitesse de rotation des générateurs....187
Tableau 6.19 : Vitesse d'emballement des turbines....187
Tableau 6.20 : Niveaux de rendement des petites turbines....191
Tableau 6.21 : Niveau de rendement des petits générateurs....195
Tableau 7.22 : Impacts durant la construction....210
Tableau 7.23 : Impacts durant le fonctionnement....211
Tableau 7.24 : Méthodes basées sur des valeurs hydrologiques ou statistiques....226
Tableau 7.25 : Méthodes basées sur des principes « physiographiques »....227
Tableau 7.26 : Formules basées sur la vitesse et la profondeur d'eau....227
Tableau 7.27 : Méthodes basées sur une analyse multicritères en considération des paramètres écologiques....227
Tableau 8.28 : Coefficient d'actualisation pour différentes périodes n et un taux d'actualisation r....248
Tableau 8.29 : Analyse de la marge brute d'autofinancement....253
Tableau 8.30 : VAN en fonction du taux d'actualisation (r) et de la durée de vie (An)....254
Tableau 8.31 : Rb/c en fonction du taux d'actualisation (r) et de la durée de vie (An)....254
Tableau 8.1.32 : VAN, Rb/c et TIR pour différents tarifs (où r est de 8 % et la période de 35 ans)....255
Tableau 8.33 : Exemple B – Cash flow (ou flux de trésorerie) annuel pour un investissement financé par emprunt....255
Tableau 8.34 : Analyse financière d'aménagements réels en Europe....256
Tableau 8.35 : Prix de vente de l'électricité produite par les PCH (Petites centrales Hydrauliques) dans les pays de l'Union Européenne....257
Tableau 9.36 : Droits pour l'utilisation de l'eau en UE-15....262
Tableau 5.37 : Caractéristiques des prises d'eau....304

LISTE DES PHOTOGRAPHIES

Photographie 3.1 : Station hydrologique dans une rivière....62
Photographie 3.2 : Moulinets hydrométriques à éléments rotatifs....65
Photographie 4.3 : Vue générale de la pente latérale droite....92
Photographie 4.4 : Instabilités locales générées durant le travail d'excavation....93
Photographie 4.5 : Un des escarpements glissants existants avant le début des travaux....93
Photographie 4.6 : Vue des colluvions de Cordiñanes, sous lesquels passe la galerie....94
Photographie 4.7 : Vue de la galerie en travaux....95
Photographie 4.8 : Vue du bétonnage de la galerie....97
Photographie 4.9 : Vue du bétonnage de la galerie....97
Photographie 4.10 : Les effets des infiltrations sous le canal....100
Photographie 4.11 : Bassin de La Marea....102
Photographie 4.12 : Seuil affouillé par des infiltrations....103
Photographie 4.13 : Seuil affouillé par des infiltrations....103
Photographie 4.14: Canal détruit par une pression d'élévation....104
Photographie 5.15 : Exemples de barrage-poids BCR (a) et de barrage à contreforts (b)....108

Photographie 5.16 : Exemple de barrage-voûte..... 109
Photographies 5.17 : Rupture d'un petit barrage, la fissure et l'inondation en aval..... 112
Photographie 5.18 : Seuil déversant..... 115
Photographie 5.19 : Batardeaux mobiles articulés..... 117
Photographie 5.20 : Prise d'eau par en dessous..... 119
Photographie 5.21: Dromes préfabriquées..... 122
Photographie 5.22 : Dégrilleur oléo-hydraulique..... 124
Photographie 5.23 : Vanne de régulation et déversoir latéral..... 130
Photographie 5.24 : Vérin hydraulique de commande de vanne..... 131
Photographie 5.25 : Grande vanne-papillon..... 132
Photographie 5.26 : Vanne-papillon..... 132
Photographies 5.27 : Vanne à segment (à gauche) et son emplacement entre deux piles en béton..... 133
Photographie 5.28: Canal dans les Cordiñanes..... 140
Photographie 5.29 : Déversoir latéral..... 140
Photographie 5.30 : Elévation..... 141
Photographie 5.31 : Canal autoporté..... 141
Photographie 5.32 : Jet d'eau..... 155
Photographie 6.33 : Vue d'ensemble d'une petite centrale typique..... 161
Photographie 6.34 : Roue de turbine Pelton..... 165
Photographie 6.35 : Turbine Francis à axe horizontal..... 168
Photographie 6.36 : Cercle de vannage de turbine Francis à axe horizontal..... 169
Photographie 6.37 : Roue Francis..... 169
Photographie 6.38 : Roue Kaplan..... 171
Photographie 6.39 : Vue de turbines Kaplan en siphon..... 174
Photographie 7.40 : Cordiñanes..... 215
Photographie 7.41 : Seuil de Cordiñanes..... 216
Photographie 7.42 : Barrage de Vilhelmina en Suède..... 216
Photographie 7.43 : Prise d'eau..... 217
Photographie 7.44 : Phase de construction - excavation..... 217
Photographie 7.45 : Phase de construction – canal en béton..... 218
Photographie 7.46 : Phase de construction – canal terminé..... 218
Photographie 7.47 : Entrée du tunnel durant la construction..... 219
Photographie 7.48 : Entrée du tunnel recouvert..... 219
Photographie 7.49 : Centrale..... 220
Photographie 7.50 : Sous-station située dans la centrale..... 220
Photographie 7.51 : Centrale de Neckar..... 221
Photographie 7.52 : Passe à poissons de construction rustique..... 231
Photographie 7.53 : Passe à poissons munie de fentes verticales..... 232
Photographie 7.54 : Passe à poissons Denil..... 233
Photographie 7.55 : Centrale et passe à poissons (sur la gauche)..... 236
Photographie 7.56 : Grille de Coanda..... 238
Photographie 7.57 : Impact visuel d'une sous-station..... 241
Photographie 5.58 : Batardeau commandé par un boudin de caoutchouc gonflable..... 300
Photographie 5.59 : Vannes fusibles Hydroplus..... 301

1 INTRODUCTION[1]

1.1 Une source d'énergie gratuite et potentiellement inépuisable

A la suite de la "Troisième conférence des Parties de la Convention Cadre des Nations Unies sur le Changement Climatique" tenue à Kyoto en décembre 1997, l'Union Européenne a reconnu l'urgence d'aborder le problème du changement climatique. Elle s'est également fixée comme objectif une réduction, d'ici 2010, de 8% de ses émissions de gaz à effet de serre sur la base des émissions de 1990, bien que l'objectif des pays industrialisés ne soit que de 5%. Afin d'aider les Etats membres dans la réalisation de cet objectif, la Commission Européenne a identifié une série d'actions à mettre en œuvre dans le domaine de l'énergie dans le but de réduire la consommation d'énergie et la concentration de carbone. L'accélération du développement des énergies renouvelables apparaît comme une étape primordiale dans la diminution de la concentration de carbone et, par conséquent, dans la réduction des émissions de CO_2.

En conséquence, le Conseil et le Parlement de l'UE ont adopté la Directive 2001/77/CE sur la promotion de l'électricité produite à partir de sources d'énergie renouvelable.

Depuis le début de l'électrification de l'Europe, l'énergie hydraulique est la première source d'énergie renouvelable utilisée pour produire de l'électricité. Aujourd'hui, l'hydroélectricité (petite et grande) dans l'Union Européenne représente, selon le Livre Blanc, 13 % de l'électricité produite, réduisant ainsi les émissions de CO_2 de plus de 67 millions de tonnes par an. Alors que l'hydroélectricité conventionnelle entraîne la réalisation d'infrastructures importantes pouvant entraîner des coûts sociaux et environnementaux non négligeables, les petites centrales hydroélectriques correctement conçues peuvent facilement être intégrées dans les écosystèmes locaux.

En 2001, les centrales hydroélectriques de l'Union Européenne ont produit environ 365 TWh, à partir d'une puissance totale de 118 GW. Les petites centrales hydroélectriques représentent 8% de la capacité installée (9,9 GW) et produisent 39 TWh (environ 11% de la production hydroélectrique totale). En supposant un environnement réglementaire plus favorable, l'objectif de la Commission Européenne de 14 GW d'ici 2010 devrait être atteint, la petite hydroélectricité devenant alors la seconde énergie renouvelable après l'énergie éolienne.

La grande majorité des petites centrales hydroélectriques sont des aménagements "au fil de l'eau", ce qui signifie que les turbines produisent de l'électricité lorsque les débits du cours d'eau sont suffisants pour les alimenter. Normalement, ces sites n'ont pas la capacité de stocker de l'eau dans le but de produire de l'électricité durant les heures de pointe, bien qu'il existe quelques exceptions, particulièrement dans les aménagements de haute chute. La production cesse lorsque le débit de la rivière descend en dessous du seuil technique de fonctionnement des équipements.

Certaines centrales sont des systèmes autonomes utilisés pour l'électrification de sites isolés, on parle alors de centrale en îlot, mais, dans la plupart des cas en Europe, l'électricité produite est injectée dans le réseau.

La connexion au réseau permet un contrôle automatique simplifié, la fréquence du courant étant assignée par le réseau. Elle implique la vente de l'énergie à une société de distribution. Durant les dernières années, conscients des bénéfices environnementaux des énergies renouvelables, la plupart des gouvernements des Etats membres, soutenus par la Directive E-SER ont fixé le prix de rachat tenant compte de ces bénéfices en comparaison avec les énergies fossiles dont le prix peut être plus

bas. Le Portugal, l'Espagne et l'Allemagne ont prouvé que des prix de rachat raisonnables étaient essentiels pour augmenter la production d'électricité à partir de sources d'énergies renouvelables.

1.2 Définition d'une petite centrale hydroélectrique

Il n'existe pas de consensus dans les pays membres de l'UE concernant la définition d'une petite centrale hydroélectrique. Quelques pays, comme le Portugal, l'Espagne, l'Irlande, et plus récemment la Grèce et la Belgique, acceptent 10 MW de puissance comme limite supérieure. En Suède, la limite est fixée à 1,5 MW alors qu'en Italie, le seuil est de 3 MW. En France, la limite a récemment été établie à 12 MW, non en tant que limite explicite des PCH (Petites Centrales Hydro-électriques), mais en tant que puissance installée maximum pour laquelle le réseau a l'obligation d'acheter l'électricité produite à partir de sources d'énergie renouvelable. Au Royaume-Uni, il n'existe pas de limite, bien que 10 MW soit généralement accepté comme seuil pour les petites centrales hydroélectriques. Dans le cadre de ce document, tout aménagement ayant une puissance installée égale ou inférieure à 10 MW sera considéré comme une petite centrale hydroélectrique, ce seuil étant adopté par cinq Etats membres, l'ESHA, la Commission Européenne et l'UNIPEDE (Union Internationale des Producteurs et Distributeurs d'Electricité).

1.3 Configurations des sites

L'objectif d'une centrale hydroélectrique est de convertir l'énergie potentielle et cinétique d'une masse d'eau s'écoulant entre deux points d'altitudes différentes, présentant ainsi une dénivellation (ou hauteur de chute), en énergie électrique. La puissance de la centrale est proportionnelle au débit prélevé dans le cours d'eau et à la dénivellation.

Selon la hauteur de chute, les centrales peuvent être classées en trois catégories :

- Centrale à haute chute : 100 m et plus
- Centrale à moyenne chute : 30-100 m
- Centrale à basse chute : 2-30 m

Cette classification n'est pas rigide mais permet de définir la catégorie des sites. Elle correspond de plus à des types de machines différents.

Parmi les applications, nous pouvons citer :

- Les centrales au fil de l'eau
- Les centrales de pied de barrage
- Les centrales intégrées dans un canal ou un système d'approvisionnement en eau

1.3.1 Aménagements au fil de l'eau

Dans les aménagements au fil de l'eau, la turbine produit de l'électricité à partir de l'eau disponible prélevée dans le cours d'eau. Lorsque le débit du cours d'eau descend sous le débit technique minimum nécessaire au fonctionnement de la turbine équipant la centrale, la production cesse.

Les aménagements de moyennes et hautes chutes utilisent des seuils pour dériver l'eau vers la prise d'eau. L'écoulement est alors dirigé vers les turbines par une conduite en charge ou conduite forcée. Les conduites forcées étant chères, elles sont essentiellement utilisées dans les aménagements à haute chute dont la puissance peut être élevée bien que le débit soit faible. Une solution permettant de limiter les coûts (figure 1.1) consiste à transporter l'eau par un canal à faible pente, longeant le cours d'eau vers une chambre de mise en charge, puis par une courte conduite forcée vers les

turbines. Si la topographie et la morphologie du terrain ne permettent pas l'agencement d'un canal, une conduite à basse pression peut constituer une option économique. A la sortie des turbines, l'eau retourne à la rivière par un canal de fuite.

Figure 1.1 : Aménagement de haute chute

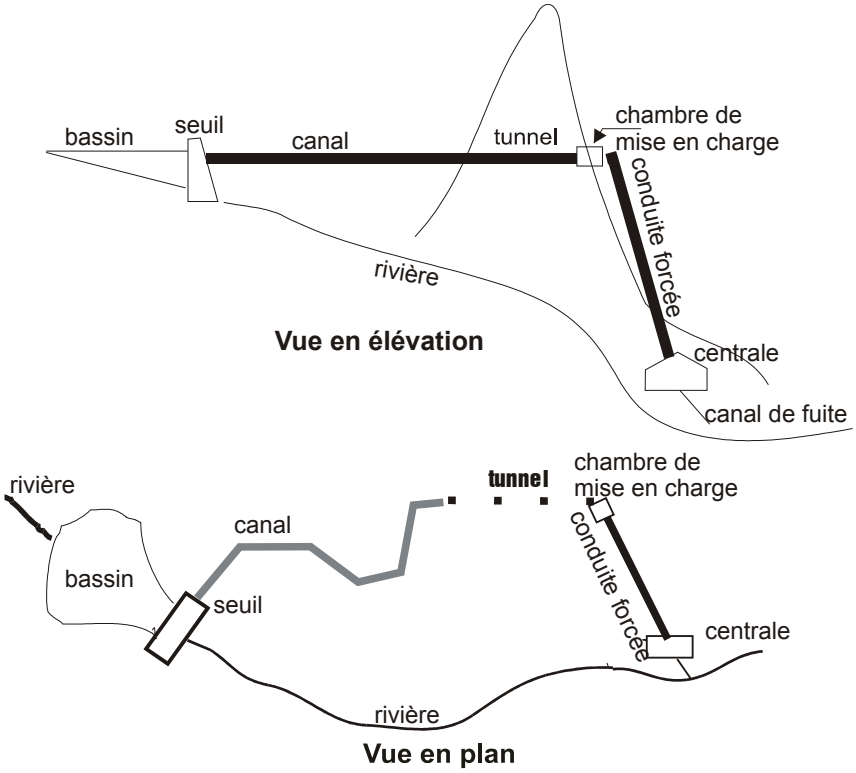
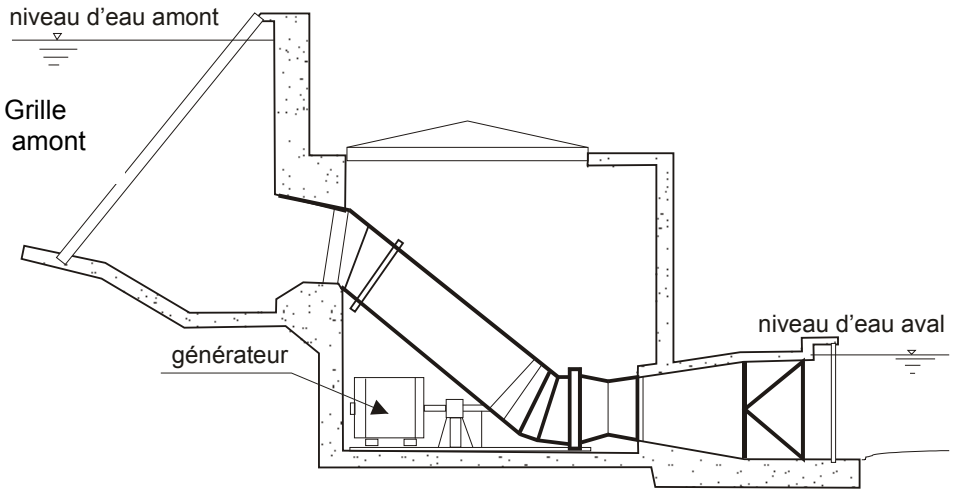


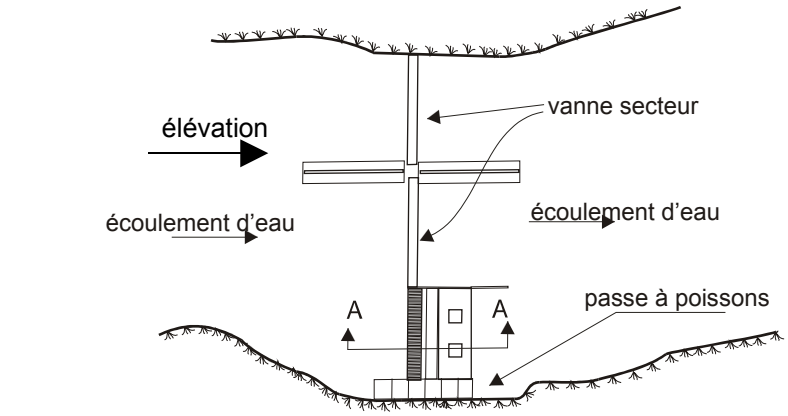
Figure 1.2 : Aménagement de basse chute avec conduite forcée



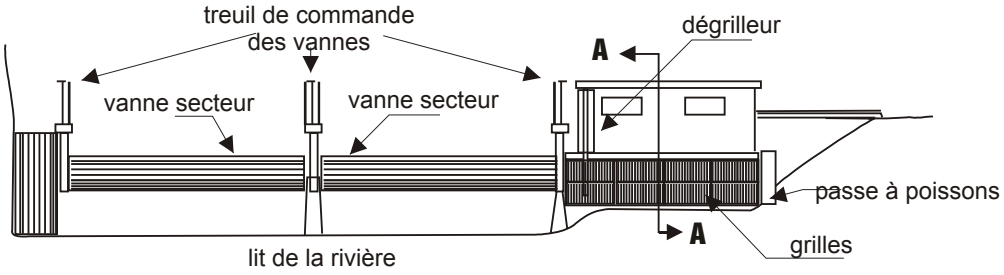
Dans certains cas, un petit réservoir, stockant assez d'eau pour fonctionner uniquement durant les heures de pointe où le prix de vente de l'énergie est plus élevé, peut être créé par le seuil ou un bassin construit au niveau de la chambre de mise en charge.

Les aménagements à basse chute sont construits généralement dans les régions de plaine où dans les vallées. Deux options technologiques peuvent être choisies : soit l'eau est détournée vers une centrale par l'intermédiaire d'une courte conduite forcée (figure 1.2), comme dans les aménagements de haute chute, soit la chute est créée par un petit barrage, équipé de vannes secteur, d'une prise d'eau intégrée (figure 1.3), d'une centrale et d'une passe à poissons.

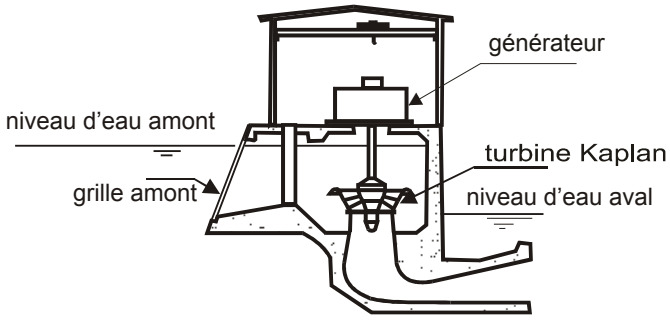
Figure 1.3 : Aménagement à basse chute intégré dans le barrage



vue en plan



vue en élévation



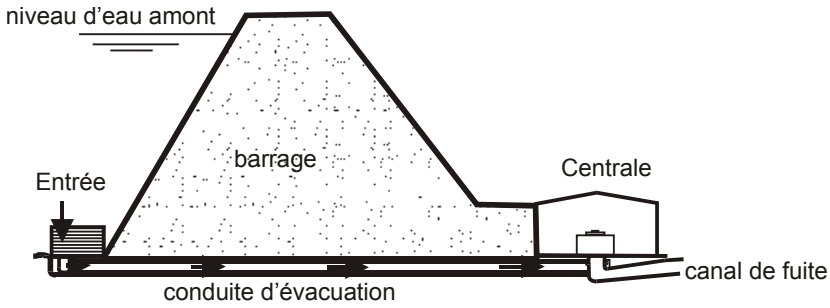
SECTION A-A

1.3.2 Aménagements en pied de barrage

Pour des raisons économiques, un petit aménagement hydroélectrique n'est en général pas compatible avec un grand réservoir permettant d'exploiter la centrale au moment le plus approprié. Si, par contre, le réservoir a déjà été construit à d'autres fins (contrôle des crues, réseau d'irrigation, alimentation en eau d'une grande ville, zone de loisirs, etc.), il peut être possible de produire de l'électricité en turbinant soit un débit compatible avec son utilisation première, soit le débit réservé à des fins écologiques sortant de la retenue.

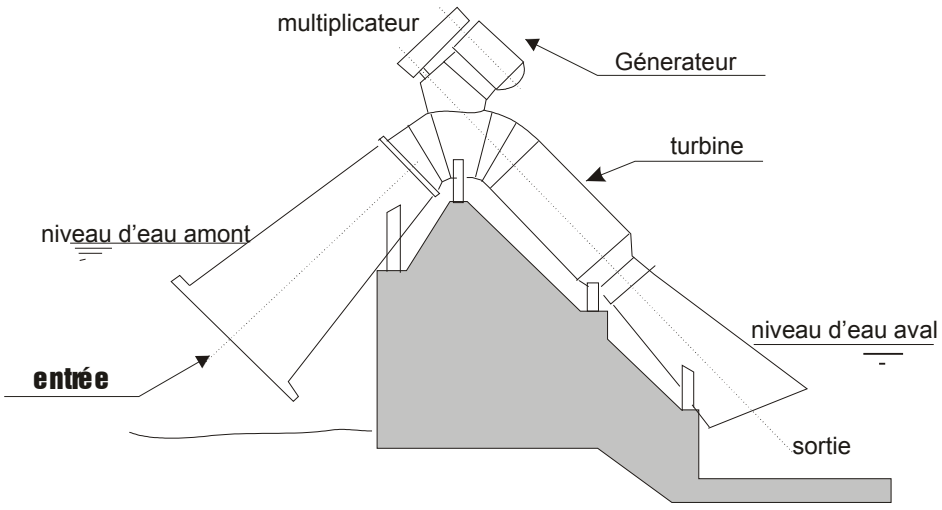
La question principale est de savoir comment implanter la turbine sur site. Si le barrage comporte un ouvrage de fond, comme sur la figure 1.4, la solution est évidente.

Figure 1.4 : Aménagement de basse chute utilisant un barrage existant



Sinon, pour autant que le barrage ne soit pas trop haut, un système en siphon peut être installé. Des aménagements de ce type (figure 1.5) fournissent une solution élégante pour des dénivellations jusqu'à 10 mètres et pour des groupes de puissance inférieure à 1 000 kW, bien que des exceptions existent par exemple en Suède (11MW) ou aux USA (30.5 m). La turbine peut être située au sommet du barrage ou sur le parement aval. Le groupe peut être livré pré-monté sur le site et installé sans modification importante du barrage.

Figure 1.5 : Aménagement de basse chute – montage en siphon

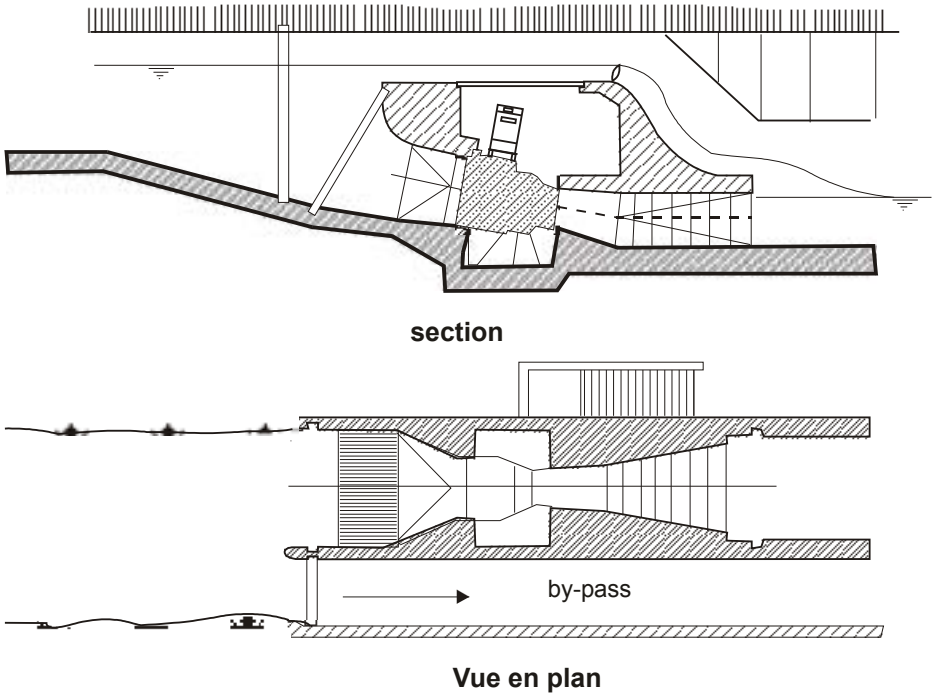


1.3.3 Aménagements intégrés dans un canal d'irrigation

Deux types d'aménagements peuvent être conçus pour exploiter une dénivellation dans un canal d'irrigation :

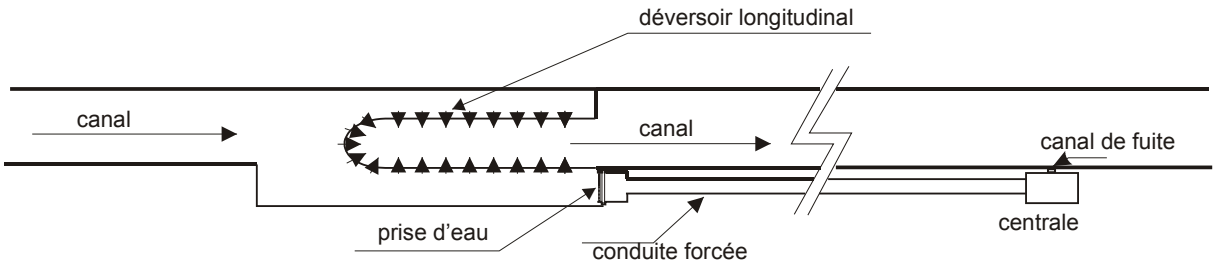
- Le canal est localement agrandi pour installer la prise d'eau, la centrale électrique, le canal de fuite et le by-pass latéral. La figure 1.6 représente un aménagement de ce type, avec une centrale immergée équipée d'une turbine Kaplan et un multiplicateur à renvoi d'angle. Pour garantir en tout temps l'alimentation en eau pour l'irrigation, l'aménagement peut inclure un by-pass latéral, comme sur la figure. Pour des raisons évidentes de coût, une telle solution doit être conçue en même temps que le canal.

Figure 1.6 : Aménagement intégré utilisant un canal d'irrigation



- Si le canal existe déjà, un aménagement, comme celui représenté sur la figure 1.7, est une option convenable. Le canal doit être légèrement agrandi pour inclure la prise d'eau et le déversoir. Pour réduire la largeur de la prise d'eau au minimum, un déversoir ayant un seuil long doit être installé. A partir de la prise d'eau, une conduite forcée longeant le canal dirige l'eau en pression vers la turbine. L'eau passe dans la turbine et retourne au cours d'eau par un court canal de fuite.

Figure 1.7 : Aménagement à déversoir longitudinal utilisant un canal d'irrigation



En général, il n'y a pas de poissons dans les canaux d'irrigation et les passes à poissons ne sont pas requises.

1.3.4 Aménagements intégrés dans un réseau d'eau potable

L'eau potable est souvent fournie à une agglomération en transportant l'eau par une conduite en charge depuis un réservoir d'eau amont.

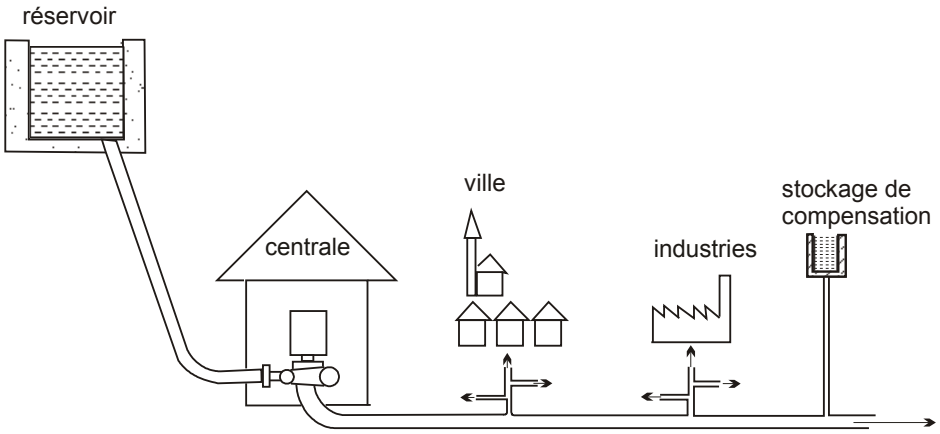
Lorsque les différences d'altitude entre la chambre de captage (ou la chambre de mise en charge) et l'usine de traitement (ou le réservoir de tête de réseau) sont importantes, la pression excédentaire est habituellement dissipée dans des vannes brise-charge. L'installation d'une turbine à l'extrémité de la conduite permet de valoriser cette pression en la transformant en électricité.

Comme pour tout organe de régulation de débit (par exemple vannes à flotteurs) installé sur une conduite forcée, il conviendra d'être attentif au phénomène de coup de bélier, particulièrement lorsque la turbine est installée sur une conduite existante en charge.

Pour assurer la continuité de l'alimentation en eau en cas d'arrêt de la turbine (maintenance, débit entrant insuffisant, etc.), il convient d'installer un système de by-pass automatique. Comme la turbine, ce dispositif prend alors le relais et fonctionne également comme organe de régulation de débit asservi au niveau de la chambre de mise en charge ou du réservoir amont. Enfin, il est possible d'installer un by-pass auxiliaire s'ouvrant rapidement par l'intermédiaire d'un contrepoids, lequel ne permet alors plus aucune régulation. Toutes les manoeuvres d'ouverture et de fermeture des vannes doivent cependant être réalisées assez lentement, de manière à maintenir les variations de pression dans des limites acceptables.

Le système de commande est plus complexe dans les systèmes où une contre-pression existe en sortie de turbine, comme représenté sur la figure 1.8. Il convient dans ce cas non seulement de contrôler le niveau amont, mais également la pression à l'aval de la turbine.

Figure 1.8 : Aménagement intégré dans un système de distribution d'eau



1.4 Les étapes d'un projet d'aménagement d'une petite centrale hydroélectrique

Le projet définitif résulte d'un processus complexe et itératif, dans lequel l'accent est mis sur l'impact environnemental et sur les différentes options technologiques ; celles-ci sont alors comparées sur le plan économique.

Bien qu'il ne soit pas facile de fournir un guide détaillé sur l'évaluation d'un aménagement, il est possible d'en décrire les étapes essentielles, avant de décider si l'une ou l'autre doit être soumise à une étude approfondie en vue de sa réalisation. Les étapes sont les suivantes :

- Topographie et géomorphologie du site
- Evaluation de la ressource en eau et du potentiel énergétique
- Sélection du site et définition de l'aménagement de base
- Turbines, génératrices, contrôle commande de l'installation, etc.
- Evaluation des impacts sur l'environnement et des mesures de compensation
- Evaluation économique du projet et besoins de financement
- Cadre institutionnel et procédures administratives pour obtenir les autorisations

L'écoulement de l'eau dans des canaux naturels ou artificiels, dans des conduites haute et basse pression, sur des seuils et dans les turbines, est régi par les lois fondamentales de la mécanique des fluides. Dans le chapitre 2, ces principes sont rappelés, de même que quelques équations simplifiées ou empiriques émanant de l'expérience acquise par des siècles de constructions hydrauliques.

Pour affirmer qu'un aménagement est viable, il est nécessaire de commencer par évaluer la ressource en eau existant sur le site (hydrologie). Le potentiel de l'aménagement est proportionnel au produit du débit par la chute. Excepté pour les aménagements basses chutes, la dénivellation

(également appelée chute brute) peut généralement être considérée constante, tandis que le débit varie durant l'année.

Le choix de l'équipement approprié et l'évaluation du potentiel énergétique d'un site reposent sur l'établissement d'une courbe de débits classés. Une mesure unique d'un débit instantané dans un courant a peu de valeur et n'est en aucun cas suffisante (risque de sur ou sous dimensionnement suivant la période durant laquelle la mesure a été effectuée).

La mesure de la dénivellation exige un relevé rigoureux. Les résultats obtenus en utilisant un niveau de géomètre et une mire sont assez précis, mais les récentes avancées dans les appareils de topographie électroniques rendent le travail plus simple et plus rapide.

Tracer une courbe de débits classés sur un site jaugé est facile. En revanche, pour tracer cette courbe sur un site non jaugé, une compétence en hydrologie est nécessaire. Dans le chapitre 3, différentes méthodes de mesure de débit d'un cours d'eau sont analysées et des modèles hydrauliques pour calculer le régime hydraulique sur des sites non jaugés sont présentés.

Le chapitre 4 présente les techniques telles que l'orthophotographie, les SER, les SIG, la géomorphologie, la géotectonique, etc. (utilisées de nos jours pour les évaluations de sites) qui réduisent des probabilités de difficultés ultérieures liées au terrain. Quelques-unes de ces difficultés sont analysées et des indications sur la manière dont elles auraient pu être évitées sont décrites.

Les méthodes de conception des ouvrages hydrauliques sont présentées dans le chapitre 5. Les seuils, canaux, déversoirs, prises d'eau et conduites forcées, sont étudiés en détail.

Le chapitre 6 traite des équipements électromécaniques utilisés pour transformer l'énergie potentielle hydraulique en électricité. La conception des turbines n'est pas étudiée en détail. L'accent est mis sur les différents types de turbine, en particulier pour des aménagements de basse chute, et sur le processus de sélection selon le critère de vitesse spécifique. Puisque les aménagements hydrauliques sont aujourd'hui sans surveillance, les systèmes de contrôle-commande sont également examinés.

Une évaluation de l'impact sur l'environnement doit être faite pour obtenir un droit d'eau. Bien que plusieurs études récentes aient démontré que les petites centrales hydroélectriques n'entraînant pas d'émissions ni de production de déchets toxiques, ne contribuent pas au changement climatique, les concepteurs doivent intégrer toutes les mesures nécessaires pour réduire les impacts écologiques locaux. Le chapitre 7 analyse ces impacts et les mesures de compensation.

Le chapitre 8 analyse les techniques pouvant être appliquées dans l'évaluation économique d'un aménagement. Différentes méthodes d'analyse économique sont décrites et illustrées par des tableaux représentant la marge d'autofinancement générée par l'aménagement.

Le chapitre 9 décrit toutes les procédures administratives à suivre. Malheureusement, la dérégulation récente du marché de l'électricité ne permet pas de détailler une situation pourtant claire quelques années auparavant. ESHA a produit en décembre 1994 en faveur de C.E.DGXVII, un rapport "Small Hydropower. General Framework for Legislation and Authorization Procedures in the European Union" ("Petite Hydroélectricité. Cadre Général pour la Législation et Procédures d'Autorisation dans l'Union Européenne"). Bien qu'il n'ait pas été actualisé, ce document comporte de nombreux chapitres encore valides. Le rapport est disponible sur le site Internet de l'ESHA : www.esha.be.

Les autres points très importants pour le promoteur sont les tarifs de vente ainsi que les procédures administratives de raccordement. Ceux-ci dépendent de la politique énergétique et du cadre institutionnel de chaque pays, une présentation d'ensemble figure dans l'Annexe A du chapitre 9.

---

[1] Par Celso Penche (ESHA), Francis Armand † (ADEME), Vincent Denis (MHyLab) et Christer Söderberg (SERO)

2 PRINCIPES HYDRAULIQUES[1]

2.1 Introduction

L'hydraulique est basée sur les principes de la mécanique des fluides, bien que beaucoup de relations empiriques soient utilisées dans la pratique. A ce jour, il n'existe pas de méthodologie générale pour l'analyse mathématique du mouvement des fluides. Si on se base sur la longue expérience accumulée, il existe certainement des solutions particulières à des problèmes spécifiques. L'expérience hydraulique remonte à 2500 ans lorsqu'un système d'irrigation important, qui est toujours en fonctionnement, fut construit à Sichuan, en Chine, et aux constructeurs d'aqueducs de l'Empire romain.

En hydroélectricité, les études hydrauliques sont nécessaires pour :

- optimiser le chemin d'eau en réduisant les pertes d'énergie,
- concevoir des déversoirs assurant le passage des crues en toute sécurité,
- concevoir des dispositions de dissipation d'énergie adéquates en aval des déversoirs,
- contrôler l'érosion,
- contrôler des phénomènes tels que :
    - l'instabilité des écoulements dans le chemin d'eau due à des effets hydrodynamiques
    - l'entrée d'air dans des conduites en charge
    - les ondes de pression dans des structures d'amenée de longueur importante
    - les coups de bélier dans les conduites forcées
    - la cavitation
- empêcher l'envasement du réservoir, l'obstruction de la prise d'eau et les dommages causés par les sédiments sur le circuit hydraulique et l'équipement

Une compréhension approfondie de l'hydraulique est nécessaire pour résoudre ces problèmes.

Ce chapitre présente les principes fondamentaux de l'hydraulique ainsi que l'explication de quelques-uns des phénomènes indiqués ci-dessus.

2.2 Ecoulement dans les conduites

En général, l'énergie d'un écoulement d'eau est exprimée sous la forme d'une "charge", cette charge correspondant au poids d'une colonne d'eau ayant la même énergie. Bien que cette notion de charge exprimée en m ne corresponde à aucune réalité physique, ceci est commode, comparé à l'utilisation des Joules, puisque c'est précisément une différence de niveaux d'eau qui entraîne l'écoulement de l'eau.

L'équation de Bernoulli exprime la charge totale d'un écoulement dans une conduite de section circulaire sous une certaine pression :

$$H_1 = h_1 + \frac{P_1}{\gamma} + \frac{V_1^2}{2g} \qquad (2.1)$$

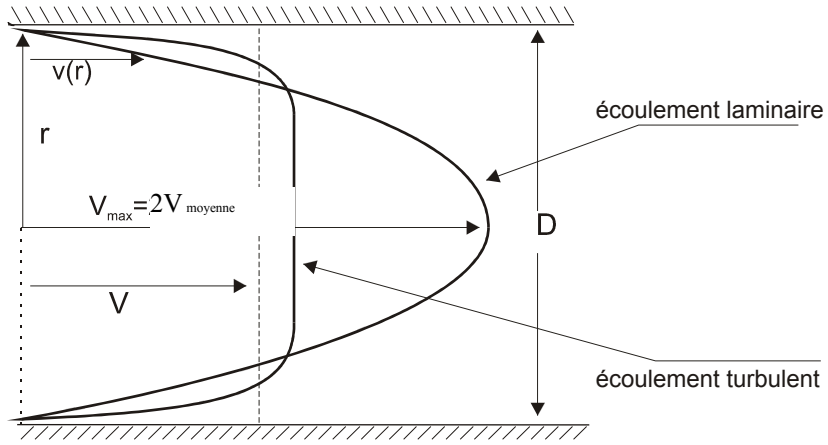
Où :	H_1	est la charge totale	[m]
	h_1	est l'altitude de la section de mesure par rapport à un niveau de référence	[m]
	P_1	la pression dans la section de mesure	[Pa]
	γ	la masse volumique de l'eau	[kg/m^3]
	V_1	la vitesse de l'eau	[m/s]
	g	l'accélération de la pesanteur.	[m/s^2]

La charge totale au point 1 est alors la somme algébrique de l'énergie potentielle h_1, de l'énergie de pression P_1/γ, et de l'énergie cinétique $V_1^2/2g$ généralement appelée "charge dynamique".

Pour un canal ouvert, la même équation s'applique, en remplaçant le terme P_1/γ par d_1, la profondeur d'eau.

Si l'écoulement dans un tube de verre long et droit de petit calibre est très lent, et que l'on introduit à l'entrée du tube un écoulement mince d'eau colorée, l'eau colorée se présente comme une ligne droite le long du tube, indiquant un écoulement laminaire. L'eau s'écoule par lamelles, comme des tubes concentriques à paroi mince. Le tube virtuel extérieur adhère à la paroi du tube réel, tandis que chacun des tubes intérieurs se déplace à une vitesse légèrement plus élevée, laquelle atteint une valeur maximum près du centre du tube. La distribution de vitesse a la forme d'un paraboloïde de révolution et la vitesse moyenne (figure 2.1) est 50 % de la vitesse maximum sur l'axe.

Figure 2.9 : distribution de vitesse en écoulement laminaire et en écoulement turbulent



Lorsque le débit augmente progressivement, il arrive un moment où la bande mince de couleur se dissout et se mélange avec l'eau environnante. Les particules proches de la paroi se mélangent avec celles de l'intérieur du tube qui se déplacent à une vitesse plus élevée, et les ralentissent. A ce moment, l'écoulement devient turbulent et la courbe de distribution de vitesse est plus plate. Osborne Reynolds, à la fin du 19ème siècle, réalisant une expérience soigneusement préparée, a trouvé que la transition d'un écoulement laminaire à un écoulement turbulent dépend non seulement

de la vitesse, mais également du diamètre du tube et de la viscosité du fluide, et peut être décrite par le rapport entre la force d'inertie et la force de viscosité. Dans le cas d'une conduite circulaire, ce rapport, connu aujourd'hui sous le nom de nombre de Reynolds, peut être exprimé par l'équation :

$$R_e = \frac{D \cdot V}{\nu} \tag{2.2}$$

Où : D est le diamètre du tube [m]
V est la vitesse moyenne de l'eau [m/s]
ν est la viscosité cinématique du fluide [m^2/s]

De manière expérimentale, pour des écoulements dans des tubes circulaires, le nombre de Reynolds critique est d'environ 2000. En fait, cette transition ne survient pas toujours exactement à R_e=2000 mais varie selon les conditions expérimentales. Par conséquent, il existe plus d'un point de transition et on a donc une zone de transition.

Exemple 2.1

Un tube circulaire de 60 mm de diamètre est parcouru par un écoulement à 20°C. Calculer le plus grand débit pour lequel un écoulement laminaire peut survenir.

La viscosité cinématique de l'eau à 20°C est $\nu = 1 \times 10^{-6}$ m^2/s.

En acceptant une valeur minimale pour R_e = 2 000

$V = 2\,000 / (10^6 \times 0{,}06) = 0{,}033$ m/s

$Q = AV = \pi / 4 \times 0{,}06^2 \times 0{,}033 = 3{,}73 \times 10^{-4}$ $m^3/s = 0{,}373$ l/s

L'eau perd de l'énergie lorsqu'elle s'écoule à travers une conduite, ce qui est essentiellement dû :

- au frottement contre la paroi de la conduite
- à la viscosité, conséquence des frottements internes à l'écoulement

Le frottement contre la paroi de la conduite dépend de la rugosité de la paroi et du gradient de vitesse près de la paroi. Le gradient de vitesse, représenté sur la figure 2.1, est plus élevé dans un écoulement turbulent que dans un écoulement laminaire. Par conséquent, lorsque le nombre de Reynolds augmente, la perte par frottement augmente également. De même, avec une turbulence plus élevée, une action de mélange de particules plus intense et donc, une plus grande dissipation par viscosité se produisent. Par conséquent, les pertes d'énergie dans un écoulement en conduite augmentent avec le nombre de Reynolds et la rugosité de la paroi.

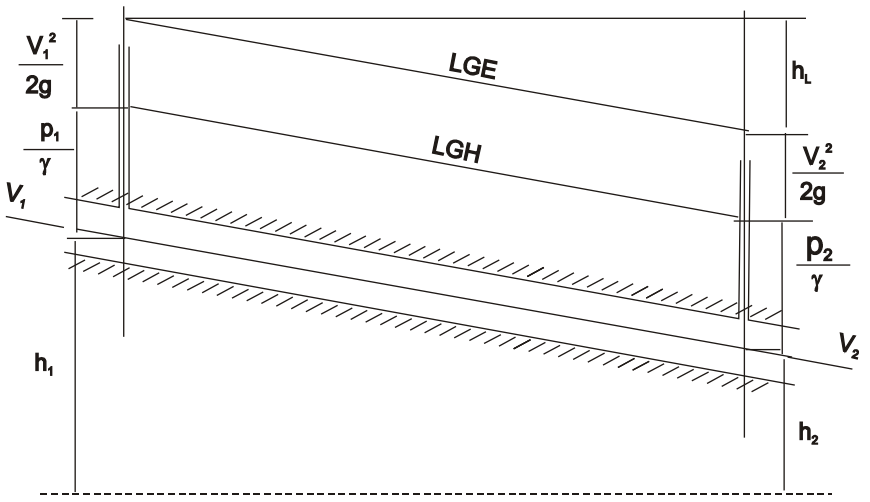
On peut vérifier que dans un écoulement d'eau entre deux sections, une certaine perte de charge h_f se produit:

$$\frac{V_1^2}{2_g} + \frac{P_1}{\gamma} + h_1 = \frac{V_2^2}{2_g} + \frac{P_2}{\gamma} + h_2 + h_f \tag{2.3}$$

principalement en raison du frottement de l'eau contre la paroi, puis en raison du frottement interne de l'écoulement. Sur la figure 2.2, LGH est la ligne de gradient hydraulique et LGE la ligne de

gradient d'énergie. Si la section transversale de conduite est constante, V1 = V2, les deux lignes seront parallèles.

Figure 2.10 : Gradient hydraulique et gradient énergétique



2.2.1 Pertes de charge par frottement

Darcy et Weisbach, en appliquant le principe de conservation de la masse à un volume défini (un volume de fluide dans une conduite entre deux sections perpendiculaires à son axe) en ont déduit l'équation suivante, applicable à des écoulements incompressibles et permanents, dans les conduites :

$$h_f = f \cdot \left(\frac{L}{D}\right) \cdot \frac{V^2}{2g} \qquad (2.4)$$

Où :

f =	facteur de frottement	[-]
L=	longueur de la conduite	[m]
D=	diamètre de conduite	[m]
V=	vitesse moyenne	[m/s]
g=	accélération de la pesanteur (9,81 m/s^2).	

Dans un écoulement laminaire, f peut être calculé directement par l'équation :

$$f = \frac{64 \cdot \nu}{V \cdot D} = \frac{64}{R_e} \qquad (2.5)$$

Selon l'équation (2.5), le facteur de frottement f dans un écoulement laminaire est indépendant de la rugosité de la paroi et inversement proportionnel au nombre de Reynolds. Le fait est

qu'apparemment, f diminue lorsque R_e augmente, ce qui ne signifie pas qu'une augmentation de la vitesse réduit les pertes de frottement. En substituant f dans l'équation (2.4) par sa valeur (2.5), on obtient :

$$h_f = \frac{64 \cdot \nu}{V \cdot D} \cdot \frac{L}{D} \cdot \frac{V^2}{2g} = \frac{32 \cdot v \cdot L \cdot V}{g \cdot D^2} \qquad (2.6)$$

ce qui montre que la perte de charge spécifique dans un écoulement laminaire, est proportionnelle à V et inversement proportionnelle à D^2.

Lorsque l'écoulement est turbulent (R_e >> 2 000), le frottement devient moins dépendant du nombre de Reynolds et plus dépendant de la rugosité relative e/D, où "e" représente la rugosité moyenne des irrégularités de la paroi et D le diamètre de la conduite. Quelques valeurs de rugosité "e" sont indiquées dans le tableau 2.1.

Tableau 2.1 : Rugosité "e" pour différentes conduites du commerce

Matériau de conduite	e (mm)
Polyéthylène	0,003
Fibre de verre avec époxy	0,003
Acier commercial sans soudure (nouveau)	0,025
Acier commercial sans soudure (légèrement rouillé)	0,250
Acier commercial sans soudure (galvanisé)	0,150
Acier soudé	0,600
Fer de fonderie (émaillé)	0,120
Ciment amianté	0,025
Bois douvain	0,600
Béton (coffrages métalliques avec joints lisses)	0,180

Il est bien connu que, même dans des écoulements turbulents, à proximité immédiate de la paroi, il existe une très fine couche d'écoulement dite sous-couche laminaire. Lorsque R_e augmente, l'épaisseur de la sous-couche diminue. Lorsque la valeur de la rugosité "e" est nettement plus faible que l'épaisseur de la sous-couche, la conduite est considérée comme hydrauliquement lisse.

Dans un écoulement en conduite lisse, le coefficient de frottement f n'est pas affecté par la rugosité de surface de la conduite, et Von Karman a déterminé l'équation suivante pour le coefficient de frottement f :

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = 2 \cdot \log_{10}\left(\frac{R_e\sqrt{f}}{2.51}\right) \qquad (2.7)$$

Avec des nombres de Reynolds élevés, la sous-couche devient très mince et le facteur de frottement f ne dépend plus de R_e mais uniquement de la rugosité relative. Dans ce cas, la conduite est une conduite hydrauliquement rugueuse, et Von Karman a trouvé pour le coefficient f :

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = 2 \cdot \log_{10}\left(3.7\frac{D}{e}\right) \tag{2.8}$$

Entre ces deux cas extrêmes, la conduite ne se comporte ni de manière entièrement lisse, ni de manière entièrement rugueuse. Colebrook et White ont proposé l'équation suivante pour ce cas :

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2 \cdot \log_{10}\left(\frac{e/D}{3.7} + \frac{2.51}{R_e\sqrt{f}}\right) \tag{2.9a}$$

laquelle peut être exprimée en terme de vitesse moyenne U par :

$$U = -2\sqrt{2gD\,{}^{h_f}\!/_{L}}\,\log\left(\frac{{}^{e}\!/_{D}}{3.7} + \frac{2.51\nu}{D\sqrt{2gD\,{}^{h_f}\!/_{L}}}\right) \tag{2.9b}$$

Les formules 2.7 et 2.9 sont difficiles à résoudre, ce qui a amené Moody à mettre au point le diagramme bien connu "Coefficients de frottement des écoulements dans les conduites" (figure 2.14).

Ce diagramme définit quatre zones d'écoulement différentes:

1. Une zone d'écoulement laminaire (surface grise dans le diagramme) où f est une fonction linéaire de R (équation 2.5)

2. Une zone critique mal définie (zone ombrée)

3. Une zone de transition, commençant avec des conduites lisses (équation 2.7) et finissant en trait tillé où f dépend à la fois de R_e et e/D (équation 2.9a)

4. Une zone de turbulence où f dépend exclusivement de e/D (équation 2.8)

Exemple 2.2

Calculer, en utilisant le diagramme de Moody, la perte par frottement dans une conduite en acier soudé d'un diamètre de 900 mm sur une longueur de 500 m, parcourue par un débit de 2,3 m^3/s.

La vitesse moyenne de l'eau est $4Q / (\pi D^2) = 1,886$ m/s

A partir de la table 2.1, e = 0,6 et par conséquent e/D = 0,6/900 = 0,000617

$R_eN_R = DV / \nu = (0,9 \times 1,886) / 1,31 = 1,3 \times 10^6$ $\quad (\nu = 1,31\ 10^{-6})$

Sur le diagramme de Moody, pour e/D = 0,00062 et $R_e = 1{,}3*10^6$, nous avons f = 0,019

A partir de l'équation (2.4) :

$$h_f = 0.019 \cdot \frac{500}{0.9} \cdot \frac{1.886^2}{2 \cdot 9.81} = 1.91m$$

En pratique, la formule de Colebrook-White (2.9) et le diagramme de Moody peuvent être utilisés pour résoudre les problèmes suivants pour des écoulements en charge dans des conduites :

1. U (ou Q) et e étant donnés, calculer h_f ;
2. U (ou Q), h_f et e étant donnés, calculer D ;
3. D, h_f et e étant donnés, calculer U (ou Q) ;
4. U (ou Q), D, h_f étant donnés, calculer e.

Des problèmes de type 3 ou 4 peuvent être résolus directement en utilisant la formule (2.9b), tandis que les autres problèmes nécessitent une solution itérative. Le diagramme de Moody fournit une solution directe pour les problèmes de type 1 et 4.

De même, si l'on souhaite connaître la vitesse maximum s'écoulant dans une conduite de diamètre D et de longueur L, sans dépasser une perte de charge par frottement h_f, il suffit d'utiliser une variable indépendante μ :

$$\mu = \frac{1}{2} f R_e^2 \qquad (2.10)$$

En substituant R_e par sa valeur en (2.2) et f par sa valeur en (2.4), on obtient :

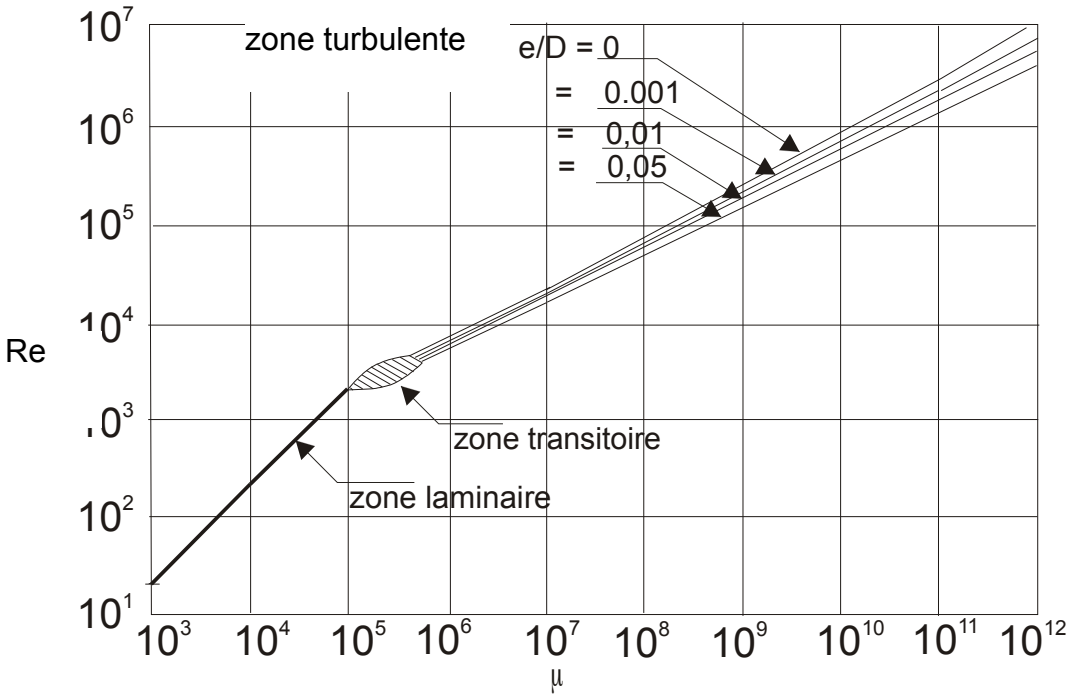
$$\mu = \frac{gD^3 h_f}{Lv^2} \qquad (2.11)$$

où tous les paramètres sont connus. Une fois que μ est calculé, f est tiré de (2.10) et introduit dans (2.9) pour donner :

$$R_e = -2\sqrt{2\mu}\log_{10}\left(\frac{e/D}{3.7} + \frac{2.51}{\sqrt{2\mu}}\right) \qquad (2.12)$$

Cette équation permet de tracer l'évolution de R_e en fonction de μ pour différentes valeurs de e/D, comme représenté sur la figure 2.3 ; c'est une variante du diagramme de Moody qui permet de calculer R_e directement.

Figure 2.11 : μ fonction du nombre de Reynolds



Exemple 2.3

Estimer le débit d'un écoulement à 10°C qui entraîne une perte de charge par frottement de 2 m par km dans une conduite en acier soudé de 1,5 m de diamètre.

Après avoir calculé μ, on remplace les paramètres par leur valeur dans l'équation (2.12),

avec e/D = 0,6 / 1 500 = 4×10^{-4}.

$$\mu = \frac{9.81 \cdot 1.5^3 \cdot 2}{1000 \cdot \left(1.31 \cdot 10^{-6}\right)^2} = 3.86 \cdot 10^{10}$$

$$R_e = -2\sqrt{2 \cdot 3.86 \cdot 10^{10}} \log_{10}\left(\frac{4 \cdot 10^{-4}}{3.7} + \frac{2.51}{\sqrt{2 \cdot 3.86 \cdot 10^{10}}}\right) = 2.19 \cdot 10^6$$

$$V = \frac{R_e \cdot \nu}{D} = \frac{2.19 \cdot 10^6 \cdot 1.31 \cdot 10^{-6}}{1.5} = 1.913 \text{ m/s; } Q = V \cdot A = 3.38 \text{ m}^3/\text{s}$$

Egalement basés sur l'équation de Colebrook-White, d'autres moyens existent pour calculer la perte de charge par frottement dans une conduite, pour un débit, un diamètre de conduite et un coefficient

de rugosité donnés tel que celui représenté ci-après et publié avec l'autorisation de Hydraulic Research, Wallingford, U.K.

Formules empiriques

Au fil des ans, de nombreuses relations empiriques basées sur l'expérience ont été développées. En général, elles ne sont pas basées sur des principes physiques rigoureux et manquent même parfois de cohérence dimensionnelle. Elles se basent sur l'intuition que le frottement, dans une conduite fermée, est :

1. indépendant de la pression de l'eau
2. proportionnel à sa longueur
3. inversement proportionnel à son diamètre affecté d'un exposant
4. proportionnel à la vitesse de l'eau affectée d'un exposant

Dans des écoulements turbulents, il est influencé par la rugosité de la paroi.

Une de ces formules, largement utilisée pour estimer l'écoulement dans des canaux ouverts, mais également applicable à des conduites, a été développée par Manning (Strickler) :

$$Q = \frac{1}{n} \cdot \frac{A^{5/3} S^{1/2}}{P^{2/3}} \tag{2.13}$$

Où : n est le coefficient de rugosité de Manning ($s/m^{1/3}$, $K_{Strickler}=1/n$)

P est le périmètre mouillé (m)

A est la section de la conduite (m^2), et

S est le gradient hydraulique ou la perte de charge par mètre linéaire (h_f/L).

En appliquant la formule ci-dessus à une conduite transversale circulaire :

$$S = \frac{10.29 \cdot n^2 \cdot Q^2}{D^{5.333}} \tag{2.14}$$

$$S = \frac{4^{10/3} n^2 Q^2}{\pi^2 D^{16/3}} \tag{2.14a}$$

Le tableau 2.2 présente le coefficient de Manning n pour différentes conduites du commerce:

Tableau 2.2 : Coefficient de Manning n pour différentes conduites du commerce

Type de conduite	n
Acier soudé	0,012
Polyéthylène (PE)	0,009
PVC	0,009
Ciment amianté	0,011
Fonte ductile	0,015
Fonte	0,014
Bois	0,012
Béton (coffrages métalliques avec joints lisses)	0,014

Dans l'exemple 2.4, et plus particulièrement dans l'exemple 2.5, les résultats obtenus par l'application de l'équation de Colebrook-White et la formule de Manning peuvent être comparés.

Exemple 2.4

En utilisant les paramètres de l'exemple 2.2, calculer la perte de charge par frottement en appliquant la formule de Manning.

En considérant que n = 0,012 pour une conduite en acier soudé

$$\frac{h_f}{L} = \frac{10.29 \cdot 0.012^2 \cdot 1.2^2}{0.9^{5.333}} = 0.00374$$

Avec L = 500 m, on a h_f = 1,87 m, valeur légèrement inférieure à celle estimée à l'aide du diagramme de Moody.

Exemple 2.5

Calculer, en utilisant l'équation de Colebrook et la formule de Manning, la perte de charge par frottement dans une conduite soudée de 500 m de long, de respectivement 500 mm, 800 mm, 1 200 mm et 1 500 mm de diamètre, avec une vitesse moyenne de 4 m/s.

D (mm)	500	800	1200	1500
Q (m^3/s)	0,785	2,011	4,524	7,069
V (m/s)	4	4	4	4
L (m)	500	500	500	500

En appliquant Colebrook-White

e (mm)	0,6	0,6	0,6	0,6
h_f(m)	17,23	9,53	5,73	4,35

En appliquant Manning

N	0,012	0,012	0,012	0,012
h_f (m)	18,40	9,85	5,73	4,26

Tableau 2.3 : Coefficients de Hazen-Williams

Type de conduite	C
Ciment amianté	140
Fonte	
Neuve	130
10 ans	107 - 113
20 ans	89 - 100
30 ans	75 - 90
Béton	
Coulé en place – coffrages métalliques	140
Coulé en place – coffrages bois	120
Coulé centrifugé	135
Acier	
Revêtu goudron asphalte	150
Neuf non revêtu	150
Rivetée	110
Bois (neuf)	120
Matière plastique	135 - 140

On peut observer que les résultats donnés par la formule de Manning diffèrent peu de ceux résultant de l'équation de Colebrook, excepté pour les petits diamètres où la perte de charge donnée par Manning est plus élevée que celle donnée par Colebrook. En fait, les deux formules coïncident pour des valeurs de e/D = 9,17E-3 et fournissent des résultats entrant dans une fourchette de 5 % pour des valeurs de e/D entre 9E-4 et 5E-2 dans la zone turbulente (rugueuse) (Dubois, 1998). Dans cette fourchette de débits, la relation entre les coefficients de Darcy-Weisbach et Manning est :

$$S = \frac{f}{D}\frac{U^2}{2g}; f = \frac{2g.4^{4/3}n^2}{D^{1/3}} \qquad (2.14b)$$

En Amérique du Nord pour des conduites ayant un diamètre supérieur à 5 cm et des vitesses inférieures à 3 m/s, la formule de Hazen-Williams est généralement utilisée:

$$h_f = \frac{6.87 \cdot L}{D^{1.165}}\left(\frac{V}{C}\right)^{1.85} \qquad (2.15)$$

où V est la vitesse d'écoulement (m/s), D le diamètre (m), L la longueur de conduite (m) et C le coefficient de Hazen-Williams donné par le tableau 2.3.

2.2.2 Pertes de charge locales ou singulières

En complément des pertes par frottement, l'écoulement à travers les conduites subit des pertes de charges locales dues aux singularités telles que changements de géométrie au niveau des entrées, courbes, coudes, joints, grilles, vannes et contraction ou élargissement brusque de la section. Cette perte dépend de la vitesse et est exprimée par un coefficient expérimental K appliqué au terme d'énergie cinétique $V^2/2g$.

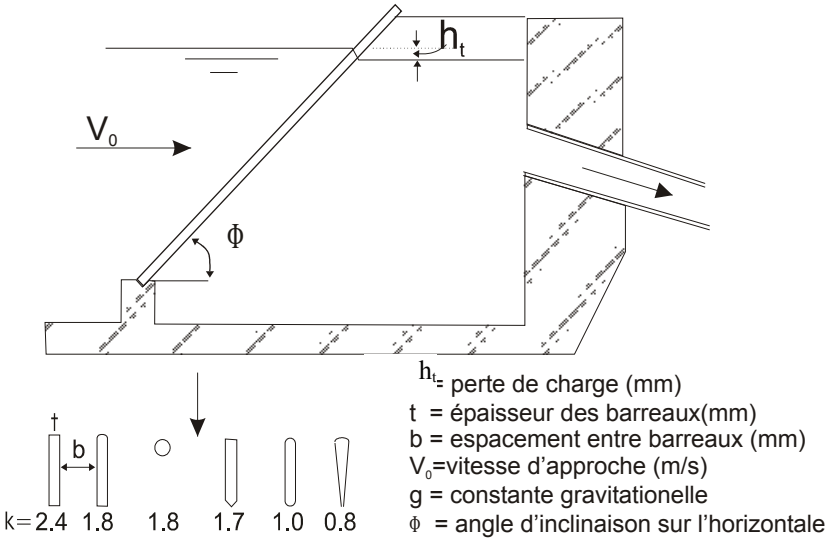
2.2.2.1 Pertes dans les grilles

Une grille est toujours nécessaire à l'entrée des conduites en charge et des prises d'eau pour éviter l'introduction de corps flottants. L'écoulement à travers les grilles entraîne une perte de charge. Bien qu'habituellement petite, elle peut être calculée par une formule de Kirschmer :

$$h_t = Kt\left(\frac{t}{b}\right)^{4/3}\left(\frac{V_0^2}{2g}\right)sin\Phi \qquad (2.16)$$

dont les paramètres sont identifiés sur la figure 2.4.

Figure 2.12 : Coefficients de perte de charge des grilles



Pour des raisons structurelles, cette formule est uniquement valable si la longueur L des barreaux est inférieure à 5 fois leur diamètre. Si la grille n'est pas perpendiculaire mais fait un angle β avec l'écoulement (β aura une valeur maximum de 90° pour une grille située sur la paroi latérale d'un canal), une perte de charge supplémentaire se produira. Le résultat de l'équation 2.16 doit être multiplié par un facteur de correction κ fourni dans le tableau 2.4 (selon Mosonyi).

Tableau 2.4 : Pertes supplémentaires dans les grilles pour des approches non perpendiculaires

t/b β	1,0	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5	0,4	0,3	0,2
0°	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
10°	1,06	1,07	1,08	1,09	1,10	1,11	1,12	1,14	1,50
20°	1,14	1,16	1,18	1,21	1,24	1,26	1,31	1,43	2,25
30°	1,25	1,28	1,31	1,35	1,44	1,50	1,64	1,90	3,60
40°	1,43	1,48	1,55	1,64	1,75	1,88	2,10	2,56	5,70
50°	1,75	1,85	1,96	2,10	2,30	2,60	3,00	3,80	…
60°	2,25	2,41	2,62	2,90	3,26	3,74	4,40	6,05	…

2.2.2.2 Perte de charge lors d'une contraction ou d'un élargissement brusques

Lorsque la conduite subit une contraction brusque, il y a une perte de charge due à l'augmentation de vitesse de l'eau et à la turbulence à grande échelle générée par le changement de géométrie. L'écoulement est si complexe qu'il est actuellement impossible de fournir une analyse mathématique du phénomène. La perte de charge est estimée en multipliant l'énergie cinétique dans la conduite la plus étroite (section 2), par un coefficient K_c qui varie avec le rapport de contraction d/D :

$$h_c = K_c \cdot \left(\frac{V_2^2}{2g} \right) \tag{2.17}$$

Pour un rapport supérieur à d/D = 0,76, K_c suit approximativement la formule :

$$k_c = 0,42 \left(1 - \frac{d^2}{D^2} \right) \tag{2.18}$$

Pour un élargissement brusque, K_c est remplacé par K_{ex}.

Dans ce cas, la perte de charge est donnée par :

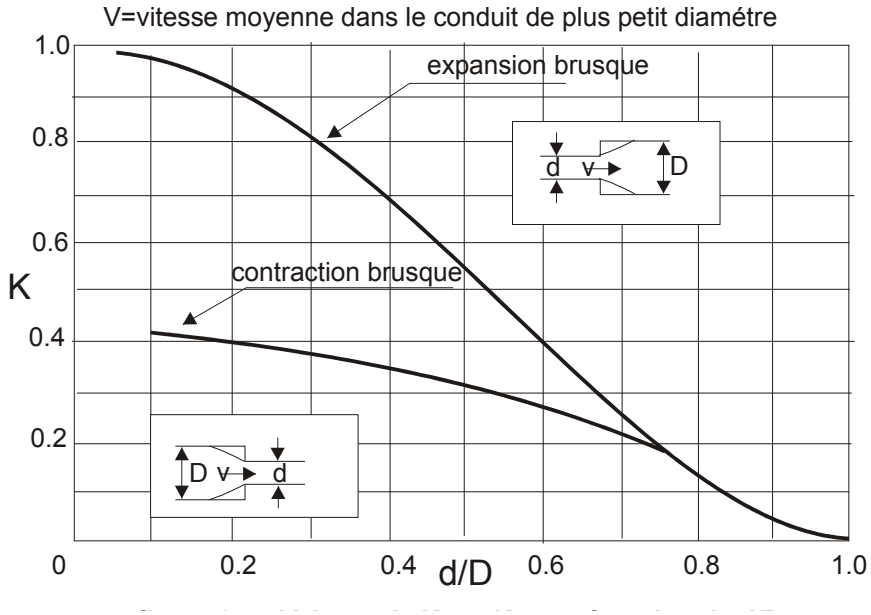
$$h_{ex} = \frac{(V_1 - V_2)^2}{2g} = \left(1 - \frac{V_2}{V_1} \right)^2 \frac{V_1^2}{2g} = \left(1 - \frac{A_1}{A_2} \right)^2 \frac{V_1^2}{2g} = \left(1 - \frac{d^2}{D^2} \right) \frac{V_1^2}{2g} \tag{2.19}$$

où V_1 est la vitesse d'eau dans la conduite de plus petit diamètre.

La figure 2.5 est une représentation graphique des valeurs de K_c et K_{ex} en fonction de d/D.

La perte de charge peut être réduite en utilisant une forme de transition progressive, convergente pour la contraction, divergente pour l'élargissement.

Figure 2.13 : Valeurs de K_c et de K_{ex} en fonction de d/D



Dans un convergent, la perte de charge varie avec l'angle de convergence comme indiqué dans le tableau ci-dessous, où les valeurs de K_c sont expérimentales :

Angle K_c

30°	0,02
45°	0,04
60°	0,07

Dans le diffuseur, l'analyse du phénomène est plus complexe. La figure 2.6 montre les valeurs de K_{ex} déduites d'essais pour différents angles de divergence. La perte de charge est donnée par :

$$h'_{ex} = K'_{ex} \frac{V_1^2 - V_2^2}{2g} \qquad (2.20)$$

Une conduite en charge débouchant dans une retenue est un cas extrême d'expansion brusque, où, compte tenu de la taille relative du réservoir et de la conduite, V_2 peut être considérée comme nulle. La perte est alors de $V_1^2/2g$.

A l'inverse, l'entrée d'une conduite dans un réservoir est un cas extrême de contraction brusque. La figure 2.7 montre la valeur du coefficient K_e à appliquer à l'énergie cinétique $V^2/2g$ dans la conduite.

Figure 2.14 : Coefficients de perte de charge dans les divergents

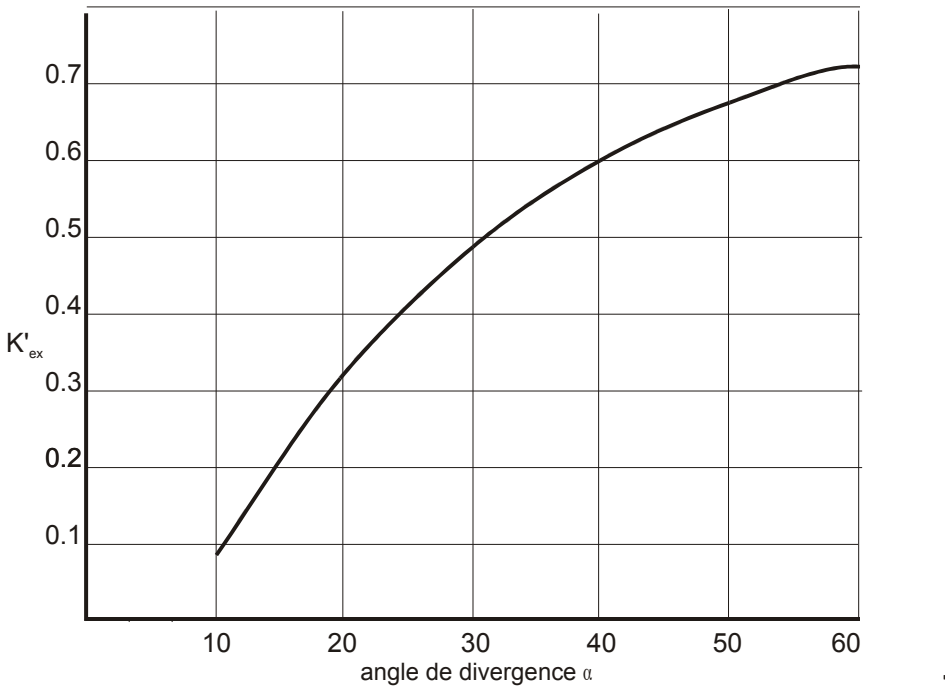
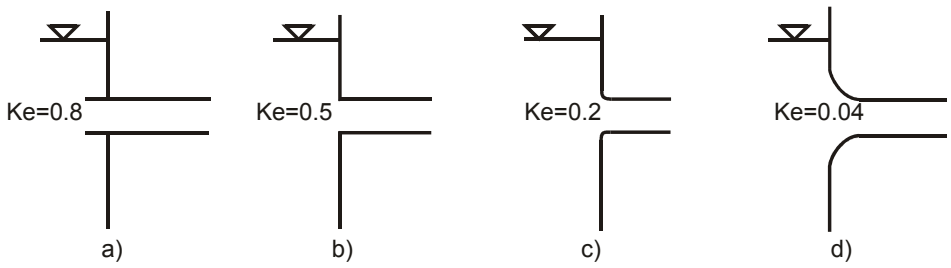
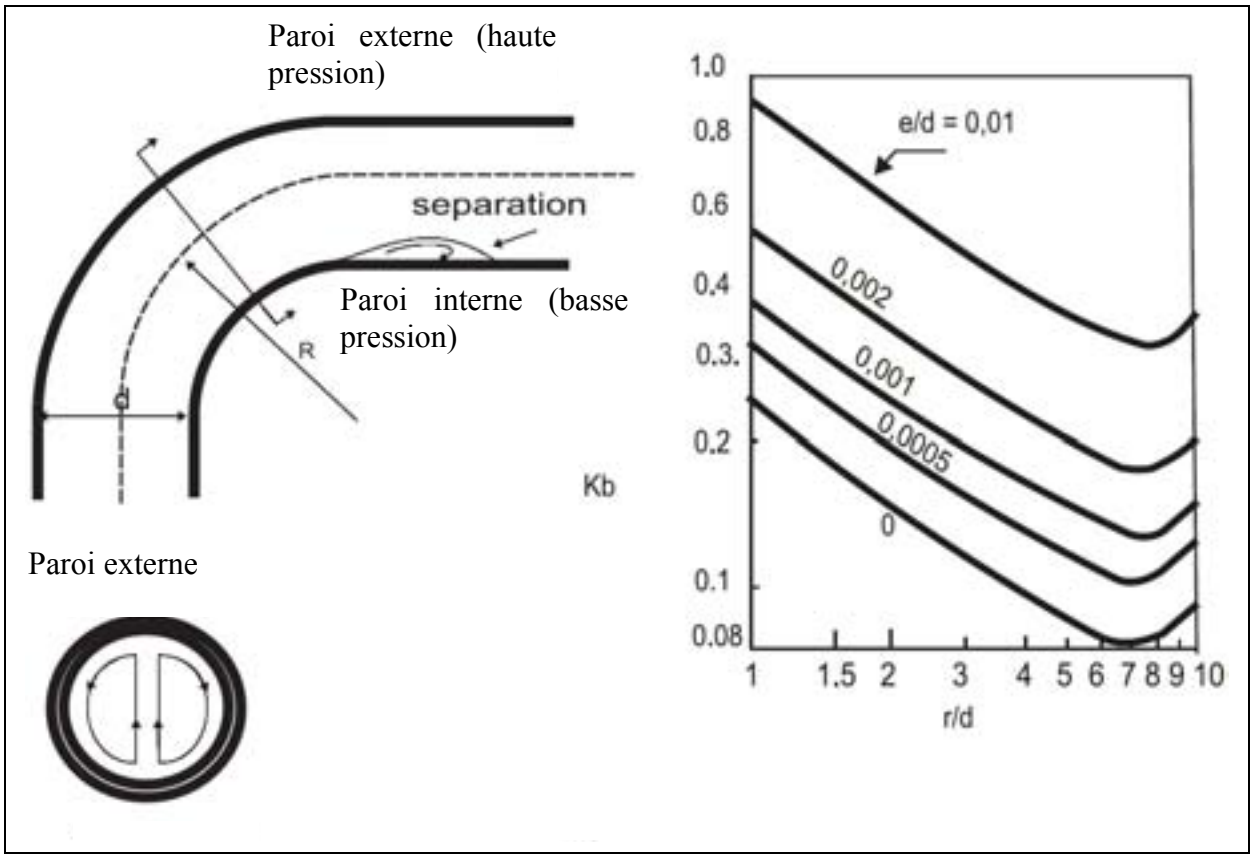


Figure 2.15 : Coefficients de perte de charge à l'entrée d'une conduite



2.2.2.3 Perte de charge dans les coudes

Figure 2.16 : Coefficients de perte de charge dans les courbes



Dans un coude, l'écoulement en conduite subit une augmentation de pression le long de la paroi extérieure et une baisse de pression le long de la paroi intérieure. Ce déséquilibre de pression entraîne un courant secondaire représenté sur la figure 2.10. Ces mouvements simultanés (l'écoulement longitudinal et le courant secondaire) produisent un écoulement en spirale qui, pour une longueur d'environ 100 diamètres, est dissipé par un frottement visqueux.

La perte de charge dans un coude dépend du rayon de la courbe et du diamètre de la conduite. De plus, du fait de la circulation secondaire, il y a une perte par frottement secondaire, qui dépend de la rugosité relative e/D. La figure 2.8, prise à partir de la référence 3, donne la valeur de K_b pour différentes valeurs du rapport R/D et différentes rugosités relatives e/D. Il existe également un consensus général sur le fait que, dans des conduites en acier sans soudure, la perte dans des courbes d'un angle inférieur à 90°, est sensiblement proportionnelle à l'angle du coude.

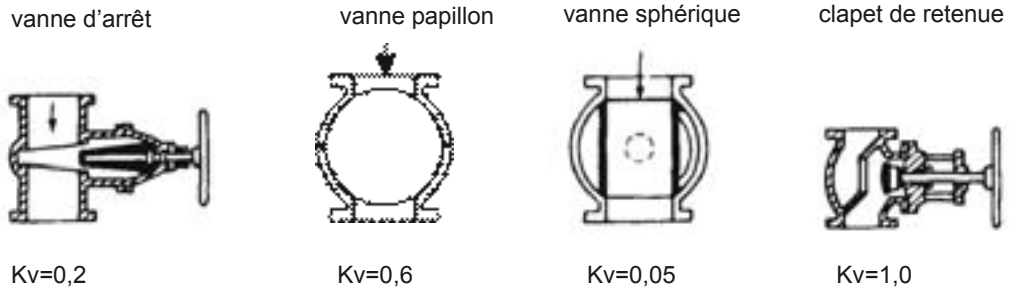
Le problème est extrêmement complexe lorsque des coudes successifs sont placés l'un après l'autre, avec une proximité empêchant la stabilisation de l'écoulement. Ce cas est rarement rencontré dans les petits aménagements hydroélectriques.

2.2.2.4 Perte de charge dans les vannes

Des vannes sont utilisées dans les aménagements hydroélectriques pour isoler un composant du reste. Elles sont donc entièrement fermées ou entièrement ouvertes. La régulation de débit est assurée par les aubes du distributeur, les pales de la roue ou les vannes à pointeau de la turbine.

La perte de charge produite par l'écoulement à travers une vanne ouverte dépend du type de vanne. La figure 2.9 montre la valeur de K_v pour différents types de vannes.

Figure 2.17 : Coefficients de perte de charge typiques pour un écoulement à travers des vannes



2.2.3 Régime transitoire

Dans un régime permanent où le débit est supposé constant, la pression appliquée en un point quelconque le long de la conduite forcée est équivalente à la hauteur d'eau au-dessus de ce point. Si un changement brusque survient dans l'écoulement, par exemple lorsque l'opérateur de la centrale - ou le système de commande - ouvre ou ferme les vannes rapidement, le changement brusque de vitesse de l'écoulement peut entraîner des surpressions et dépressions dangereuses. L'onde de pression est connue sous le nom de "coup de bélier" et son effet peut être dévastateur : la conduite forcée peut éclater en raison d'une surpression ou s'écraser si la pression est inférieure à celle de l'extérieur. Bien que transitoire, la pression induite par le phénomène de coup de bélier peut avoir une amplitude beaucoup plus importante que la pression statique due à la hauteur d'eau. Selon la seconde loi de Newton, la force dans la conduite forcée consécutive à un changement brusque de vitesse est :

$$F = m\frac{dV}{dt} \qquad (2.21)$$

Si la vitesse de la colonne d'eau pouvait être réduite à zéro, la force résultante serait infinie. Heureusement, ceci n'est pas possible en pratique, une vanne demande du temps pour que la fermeture soit complète ; les parois de la conduite ne sont pas parfaitement rigides et la colonne d'eau soumise à de fortes pressions n'est pas incompressible.

La description suivante, reproduite avec l'autorisation de l'auteur, Allen R. Inversin dans l'annexe F de son manuel "Micro-Hydropower Sourcebook", est l'une des meilleures explications physiques du phénomène. La figure 2.15, incluse à la fin de ce chapitre, représente la manière dont un

changement de vitesse provoqué par une fermeture instantanée d'une vanne à l'extrémité d'une conduite crée des vagues de pression circulant dans la conduite.

Initialement, l'eau s'écoule à une vitesse V_o comme représenté dans (a). Lorsque la vanne est fermée, l'eau s'écoulant dans la conduite a tendance à continuer à s'écouler en raison de sa quantité de mouvement. Parce qu'elle en est physiquement empêchée, elle s'"accumule" derrière la vanne ; l'énergie cinétique de l'élément d'eau le plus près de la vanne est convertie en énergie de pression, qui comprime légèrement l'eau et élargit la circonférence de la conduite à ce point (b). Cette action est répétée par les éléments d'eau suivants (c), et le front de l'onde de surpression longe la conduite jusqu'à ce que la vitesse de l'eau V_o ait disparu, l'eau est comprimée, et la conduite est élargie tout le long de sa longueur (d). A ce point, l'énergie cinétique de l'eau a entièrement été transformée en travail de déformation de l'eau (sous forme d'augmentation de compression) et en travail de déformation de la conduite (sous forme d'augmentation de traction).

Comme l'eau dans la retenue est à une pression statique normale, mais que l'eau dans la conduite est maintenant à une pression plus élevée, l'écoulement s'inverse et est forcé de retourner à nouveau dans le réservoir avec une vitesse V_o (e). Lorsque l'eau dans le réservoir commence à refluer, la pression dans la conduite est réduite à une pression statique normale. Une onde de « décharge » de pression parcourt alors la conduite en direction de la vanne (f) jusqu'à ce que le travail de déformation soit reconverti en énergie cinétique (g). Toutefois, à la différence du cas (a), l'eau s'écoule à présent dans la direction opposée et en raison de sa quantité de mouvement, l'eau tente à nouveau de maintenir cette vitesse. Ce faisant, elle dilate l'élément d'eau le plus proche de la vanne, réduisant la pression à cet endroit et contractant la conduite (h). Ceci se produit sur les éléments d'eau successifs et une onde de pression négative se propage vers l'arrière en direction du réservoir (i) jusqu'à ce que la conduite entière soit sous compression et l'eau sous pression réduite (j). Cette onde de pression négative aurait la même amplitude absolue que l'onde de pression initiale positive, si les pertes par frottement n'existent pas. La vitesse revient alors à zéro mais la pression plus basse dans la conduite que dans le réservoir force l'eau à refluer dans cette conduite (k). L'onde de pression circule en arrière en direction de la vanne (e) jusqu'à ce que le cycle entier soit terminé et qu'un second cycle commence (b). La vitesse avec laquelle le front de pression se déplace est une fonction de la vitesse du son dans l'eau modifiée par les propriétés élastiques du matériau de la conduite.

En réalité, la conduite forcée est généralement inclinée mais l'effet reste le même, l'onde de pression en chaque point le long de la conduite s'ajoutant ou se soustrayant à la pression statique au niveau de ce point. L'effet d'amortissement par frottement à l'intérieur de la conduite entraîne une dissipation progressive de l'énergie cinétique, l'amplitude des oscillations de pression décroissant avec le temps.

Bien que certaines vannes se ferment presque instantanément, une fermeture prend généralement quelques secondes au minimum. Mais si la vanne est fermée avant que la poussée de pression initiale ne revienne à l'extrémité de la conduite, côté vanne (g), le pic de pression restera inchangé : toute l'énergie cinétique contenue dans l'eau près de la vanne sera en fait convertie en travail de déformation et produira la même pointe de pression que si la vanne était fermée instantanément. Toutefois, si la vanne n'a été fermée que de manière partielle pendant que la poussée de pression initiale retourne vers la vanne (g), toute l'énergie cinétique ne sera pas convertie en travail de déformation et le pic de pression sera plus faible. Si la vanne continue à se fermer, la poussée de pression positive produite serait réduite quelque peu par la poussée de pression négative (h) qui est survenue lorsque la vanne a commencé à se fermer. Par conséquent, si la vanne met plus de temps à s'ouvrir ou à se fermer que ce qui est nécessaire pour que l'onde de pression circule vers le

réservoir et retourne vers la vanne, les pics de pression de l'onde sont réduits. Cette durée, appelée durée critique, T_c, est égale à:

$$T_c = 2L / c \qquad (2.22)$$

Où c est la vitesse de l'onde. La vitesse de l'onde ou vitesse du son dans l'eau est approximativement 1420 m/s. Toutefois, la vitesse de l'onde dans une conduite – la vitesse avec laquelle l'onde de pression circule le long de la conduite – est une fonction à la fois des propriétés élastiques de l'eau et du matériau de la conduite. Une expression de la vitesse de l'onde est :

$$c = \sqrt{\frac{k/\rho}{1+\frac{k \cdot D}{E \cdot t}}} \qquad (2.23)$$

Où c = vitesse de l'onde (m/s)

k = module de compressibilité de l'eau, 2,2 x 10^9 N/m^2

ρ = masse volumique de l'eau, 1 000 kg/m^3

D = diamètre interne de la conduite (m)

E = module d'élasticité du matériau de conduite (N/m^2)

t = épaisseur de la conduite (mm)

Si la vanne est déjà fermée, lorsque l'onde de pression est sur son chemin de retour ($t<T_c$), toute l'énergie cinétique de l'eau sera convertie en surpression, et sa valeur en mètres de colonne d'eau est :

$$\frac{\Delta P}{\rho g} = \frac{c}{g}\Delta V \qquad (2.24)$$

où ΔV est la variation de vitesse de l'eau. Dans des cas pratiques, ΔV peut être supposée égale à la vitesse d'écoulement initiale V_o.

Toutefois, si t est supérieure à Tc, l'onde de pression atteint la vanne avant que la vanne ne soit entièrement fermée, la surpression ne se développera pas entièrement parce que l'onde négative réfléchie arrivant au niveau de la vanne compensera l'augmentation de pression. Dans ce cas, la surpression maximum peut être calculée par la formule d'Allievi simplifiée, également connue sous le nom de formule de Michaud :

$$\frac{\Delta P}{\rho g} = \frac{2L}{gt}\Delta V \qquad (2.25)$$

où L = longueur totale de conduite (m)

$\Delta P/\rho g$ = différence de pression entre la pression statique initiale $P_o/\rho g$ et la pression maximum atteinte dans la conduite (m de colonne d'eau)

t = durée de fermeture (s)

La pression dynamique totale supportée par la conduite forcée sera :

$$P = Po + \Delta P \qquad (2.26)$$

Dans le chapitre 6, plusieurs projets de conduite forcée sont présentés pour clarifier les concepts physiques précédents.

Pour une approche plus rigoureuse indispensable dans le cadre d'une réalisation, il est nécessaire de prendre en considération non seulement le fluide et le matériau de conduite, mais également les pertes hydrauliques. L'approche mathématique est plus difficile et requiert l'utilisation d'ordinateurs. Pour les lecteurs intéressés, Chaudry, Fox et Parmakian, entre autres, donnent des méthodes de calcul et l'étude de quelques exemples.

2.3 Écoulements dans les canaux

Contrairement aux conduites fermées où l'eau remplit entièrement l'espace, un canal comporte toujours une surface libre. Généralement, la surface libre de l'écoulement est à la pression atmosphérique, qui correspond ordinairement à la référence de pression zéro, et est généralement considérée constante sur toute la longueur du canal. Dans un sens, ce cas de figure, en faisant disparaître le terme de pression, facilite l'analyse mais introduit en même temps un nouveau dilemme, la forme de la surface étant a priori inconnue. La profondeur de l'eau change selon les conditions d'écoulement, et, dans des écoulements transitoires, son estimation constitue une partie du problème.

Tout type de canal, même rectiligne, a une distribution de vitesse tridimensionnelle. Un principe bien établi dans la mécanique des fluides est que toute particule en contact avec un bord fixe solide a une vitesse nulle. La figure 2.10 représente les lignes d'isovitesse dans des canaux de sections différentes. L'approche mathématique se base sur la théorie de la couche limite; l'approche du projeteur consiste à utiliser la vitesse moyenne V.

2.3.1 Classification des écoulements en canal

Selon le **critère de temps**, un écoulement dans un canal est considéré permanent lorsque la profondeur au niveau d'une quelconque section du tronçon considéré ne change pas avec le temps, et transitoire lorsqu'elle change avec le temps.

Basé sur le **critère d'espace**, un écoulement en canal est dit uniforme si le débit et la profondeur dans toute section d'un tronçon de canal ne changent pas. Il est dit varié si le débit et/ou la profondeur d'eau change sur le tracé. Un écoulement uniforme transitoire survient rarement car, lorsqu'on parle d'écoulement *uniforme*, on comprend habituellement un écoulement uniforme *permanent*. Un écoulement varié *permanent* est souvent classé comme *graduellement* ou *brusquement* varié. La figure 2.11 représente différents types d'écoulement : un écoulement uniforme permanent, un écoulement progressivement varié, et un écoulement rapidement varié. Un écoulement transitoire survient si la profondeur d'écoulement ou le débit sur le tronçon change comme, par exemple, dans le cas de propagation en amont d'une petite vague de perturbation due à la fermeture ou à l'ouverture d'une vanne, ou dans le cas d'une augmentation de débit dans un canal collecteur.

Figure 2.18 : Distribution typique pour un écoulement en canal ouvert

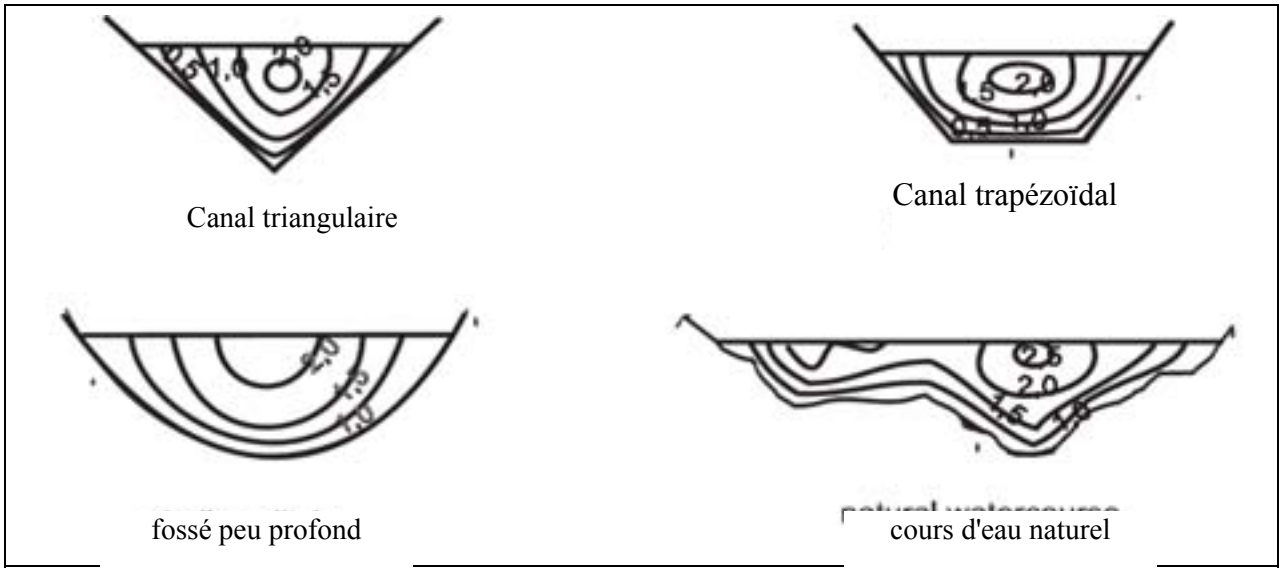
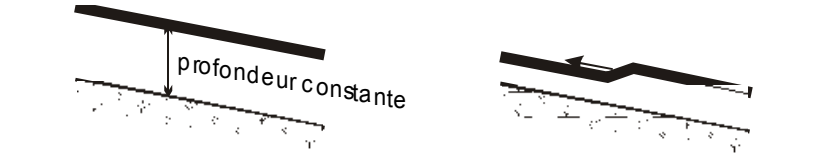
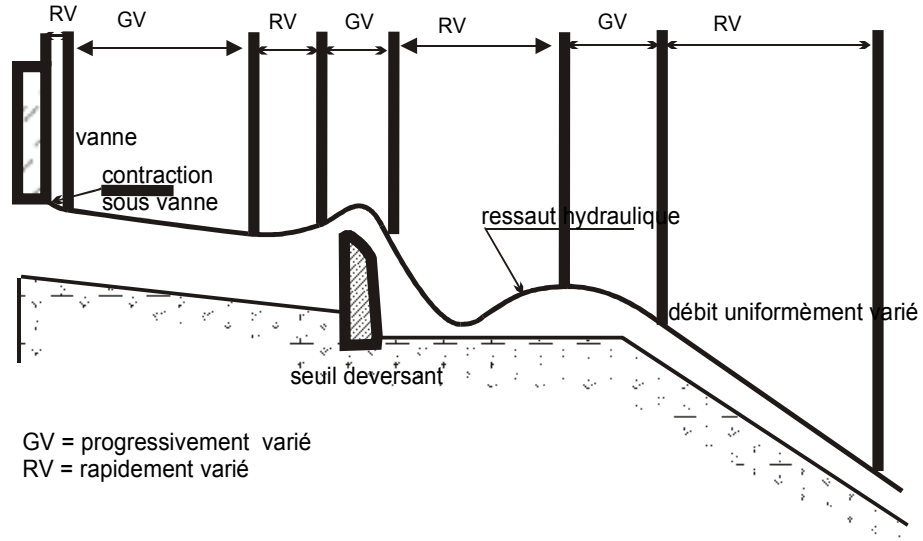


Figure 2.19 : Représentation de différents types de débits





Comme dans les conduites entièrement fermées, les écoulements en canal suivent également l'équation de Bernoulli, et, par conséquent, la formule 2.1 s'applique. On note h_L la perte d'énergie lorsque l'eau s'écoule de la section 1 vers la section 2.

2.3.2 Écoulement uniforme en canal

Par définition, un écoulement est considéré uniforme lorsque :

1. la profondeur, la section et la vitesse de l'écoulement sont constantes dans chaque section transversale du canal.

2. la ligne de charge, la ligne de surface libre et la génératrice du radier sont parallèles.

En se basant sur ces hypothèses, Chezy montre que :

$$V = C\sqrt{Ri} \tag{2.27}$$

où : V = Vitesse moyenne

C = Coefficient de résistance de Chezy

R = Rayon hydraulique de la section transversale du canal

i = pente du radier

Beaucoup de tentatives ont été faites pour déterminer la valeur du coefficient C. Manning, utilisant les résultats de ses propres expériences et celles d'autres expérimentateurs, obtint la relation empirique suivante :

$$C = \frac{1}{n} R^{1/6} \tag{2.28}$$

où n est le coefficient de rugosité bien connu de Manning (voir chapitre 5, tableau 5.1). En substituant C à partir de (2.27) en (2.28), la formule de Manning pour des écoulements uniformes est obtenue :

$$V = \frac{1}{n} R^{1/3} i^{1/2} \tag{2.29}$$

avec la variante :

$$Q = \frac{1}{n} A \cdot R^{2/3} i^{1/2} \tag{2.30}$$

Le paramètre $AR^{2/3}$ est défini comme étant le facteur de section donné dans le tableau 2.5 pour différentes sections de canaux. La formule est entièrement empirique et le coefficient n n'est pas sans dimension, les formules données ici étant uniquement valables en unités S.I. De plus, les formules sont applicables uniquement pour des canaux à fond plat. L'analyse de cours d'eau naturels est plus complexe et les formules ci-dessus peuvent uniquement être appliquées en première approximation.

2.3.3 Section transversale efficace

A partir de la formule (2.30), on peut déduire que pour un canal ayant une section transversale A et une pente donnée i, le débit augmente lorsque le rayon hydraulique augmente. Cela signifie que le rayon hydraulique est un indice d'efficacité. Comme le rayon hydraulique est le quotient de la

surface A par le périmètre mouillé P, la section la plus efficace sera celle ayant le périmètre mouillé minimum.

De toutes les sections transversales, le demi-cercle est celle qui a le plus petit périmètre pour une section donnée. Mais un canal de section semi-circulaire est coûteux à construire et difficile à entretenir, et est uniquement utilisé pour des petites sections de canaux construits avec des éléments préfabriqués. Si on met de côté la section semi-circulaire, la section trapézoïdale la plus efficace est un demi hexagone. La section de canal utilisée généralement dans de petits aménagements hydroélectriques est la section rectangulaire, facile à construire, à imperméabiliser et à entretenir.

Dans le chapitre 5, la sélection de la section de canal est étudiée sur le plan de la construction, des rendements, des volumes de terrassements, des méthodes de construction, etc.

2.3.4 Principes d'énergie dans des écoulements en canal

Les écoulements uniformes dans les canaux à ciel ouvert sont le plus souvent permanents, et les écoulements uniformes transitoires sont plutôt rares. Si les lignes d'écoulement sont parallèles et que nous prenons la surface libre de l'eau comme plan de référence, la somme de la cote et de la hauteur piézométrique P/γ est constante et égale à la profondeur d'eau. En pratique, la plupart des écoulements uniformes et une grande partie des écoulements variés permanents peuvent être considérés comme parallèles au fond.

Pour un canal ayant une pente constante inférieure à 6° (figure 2.12a), la hauteur piézométrique à un quelconque point immergé est égale à la distance verticale mesurée à partir de la surface libre au niveau de ce point (profondeur d'eau). La distribution des pressions est typiquement triangulaire. Néanmoins, si l'eau s'écoule au-dessus d'un radier convexe, tel qu'un évacuateur, l'effet centrifuge agit dans une direction opposée à la gravité, et la distribution des pressions est déformée et semblable à la figure 2.12b. L'énergie potentielle est donnée par la différence entre la profondeur et l'accélération centrifuge de l'eau mv^2/r, r étant le rayon de courbure du radier convexe. Si le radier est concave, la force d'accélération est ajoutée à la profondeur et la distribution des pressions correspond à la figure 2.12c. En conséquence, la hauteur piézométrique résultante pour des écoulements le long d'une ligne droite d'un radier convexe et d'un radier concave est, respectivement :

$$\frac{P}{\gamma} = y\ (a); \frac{P}{\gamma} = y - y \cdot \frac{V^2}{rg}\ (b); \frac{P}{\gamma} = y + y \cdot \frac{V^2}{rg}\ (c) \quad \text{[m]} \quad (2.31)$$

où : γ = la masse volumique de l'eau [kg/m^3]

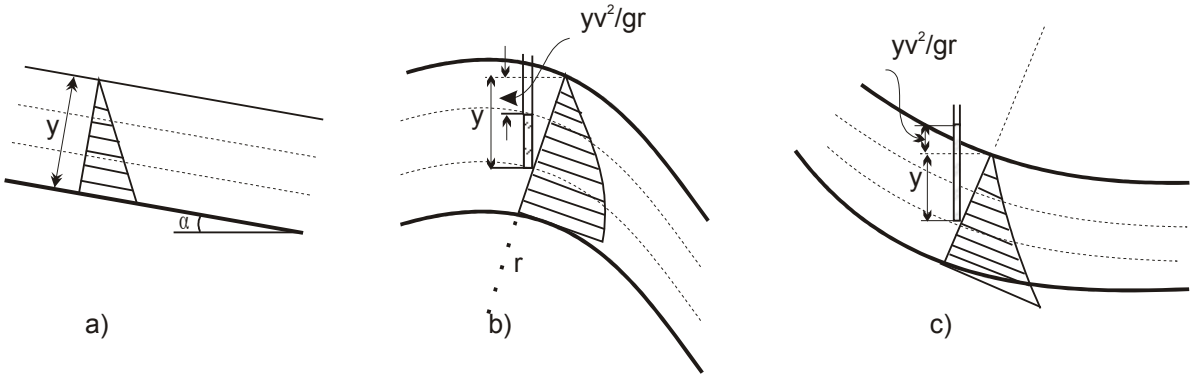
y = la profondeur mesurée à partir de la surface d'eau libre, $y = h \cos \alpha$, h étant la profondeur d'écoulement par rapport au radier [m]

V = la vitesse d'eau [m/s]

r = le rayon de courbure du radier [m]

g = l'accélération de la pesanteur [m/s^2]

Figure 2.20 : distribution de pression dans des canaux ayant un lit verticalement courbé



L'énergie spécifique dans une section de canal ou charge spécifique mesurée par rapport au radier au niveau de la section est :

$$E = y + \alpha \frac{V^2}{2g}$$

[m] (2.32)

où α est un coefficient qui prend en compte la distribution de vitesse réelle dans la section de canal considérée, dont la vitesse moyenne est V. Le coefficient peut varier d'un minimum de 1,05 pour une distribution très uniforme, à 1,20 pour une distribution très peu uniforme. Néanmoins, dans une approche préliminaire, une valeur de α = 1 peut être utilisée, cette valeur étant acceptable lorsque la pente est au-dessous de 0,018 (1,03 d°).

$$E = y + \frac{V^2}{2g}$$

[m] (2.33)

Un canal ayant une section A et un débit Q, aura une énergie spécifique :

$$E = y + \frac{Q^2}{2gA^2}$$

[m] (2.34)

L'équation (2.34) montre que pour un débit Q donné, l'énergie spécifique dans une section donnée est uniquement fonction de la profondeur d'écoulement.

Quand, pour un débit donné Q, on trace la profondeur d'écoulement en fonction de l'énergie spécifique E, on obtient une courbe d'énergie spécifique qui présente deux limites comme représenté sur la figure 2.13. L'asymptote constituant la limite inférieure AC est l'axe horizontal, et la limite supérieure AB est la ligne E = y. Le sommet A de la courbe d'énergie spécifique représente la profondeur y permettant de faire passer avec un minimum d'énergie le débit Q à travers la section. Pour chaque point pour lequel l'énergie spécifique E est supérieure à celle de A, il existe deux profondeurs d'eau possibles. Avec la profondeur la plus faible, le débit est obtenu avec une vitesse plus élevée, donc avec une énergie spécifique plus élevée –régime connu sous le nom de régime torrentiel. Avec la profondeur la plus grande, le débit passe à une vitesse plus lente, mais également avec une énergie spécifique plus élevée - régime connu comme régime fluvial.

Pour la condition critique, l'énergie spécifique est au minimum, et sa valeur peut par conséquent être calculée en dérivant l'énergie spécifique (équation 2.34) par rapport à "y" et en l'égalant à zéro.

$$\frac{dE}{dy} = -\frac{Q^2}{gA^3}\frac{dA}{dy} + 1 = 0 \qquad (2.35)$$

Or, près de la surface libre, on a : $dA/dy = T$, où T est la largeur du canal à sa partie supérieure (voir la figure 2.13). Par définition :

$$Y = \frac{A}{T} \qquad (2.36)$$

Le paramètre Y est connu comme « profondeur hydraulique » de la section, et joue un rôle clé dans l'étude de l'écoulement dans un canal.

En remplaçant dans l'équation (2.35) dA/dy par T et A/T par Y, on obtient :

$$\frac{V}{\sqrt{gY}} = 1 \qquad (2.37a)$$

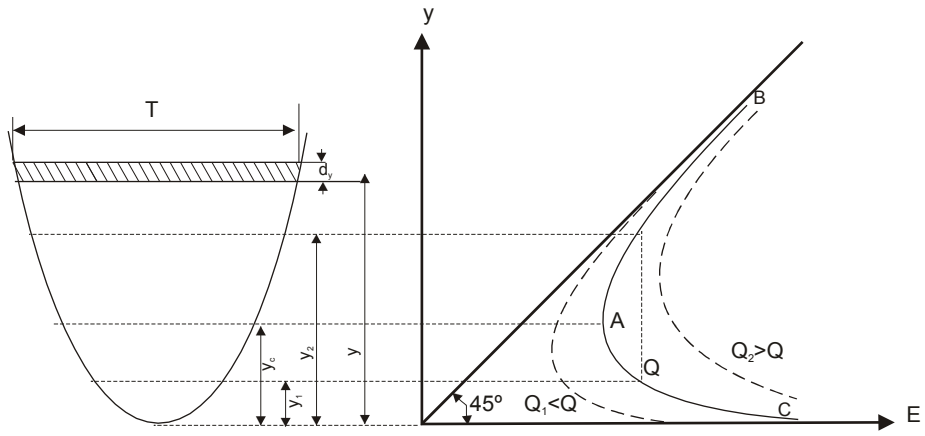
où

$$F_r = \frac{V}{\sqrt{gY}} \qquad (2.37b)$$

La quantité F_r est sans dimension et connue sous le nom de nombre de Froude. Lorsque $F_r = 1$, comme dans l'équation (2.37a), le débit est critique. Le débit est torrentiel lorsque $F_r > 1$ et fluvial lorsque $F_r < 1$. Sur la figure 2.13, la ligne AB représente le régime fluvial et AC le régime torrentiel.

Comme représenté sur la figure 2.13, une famille de courbes similaires peut être tracée pour la même section et différents débits Q. Pour des débits plus élevés, la courbe se déplace vers la droite et, pour des débits inférieurs, vers la gauche.

Figure 2.21 : Energie spécifique en fonction de la profondeur de l'écoulement



Dans les conditions critiques, y = y_c (y_c étant la profondeur critique). On peut obtenir y_c à partir de l'équation (2.37a). Pour un canal rectangulaire, la profondeur critique est donnée par :

$$y_c = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{gb^2}} = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} \qquad (2.38)$$

où q = Q/b est le débit par unité de largeur de canal.

Le tableau 2.5 montre les caractéristiques géométriques de différentes sections de canal et le tableau 2.6, extrait de Straub (1982) présente les formules empiriques utilisées pour estimer y_c, dans un canal non rectangulaire.

Exemple 2.6

Dans un canal de section trapézoïdale où b = 4.5 m et z = 2 m, calculer la profondeur critique de l'écoulement pour un débit de 17m^3/s.

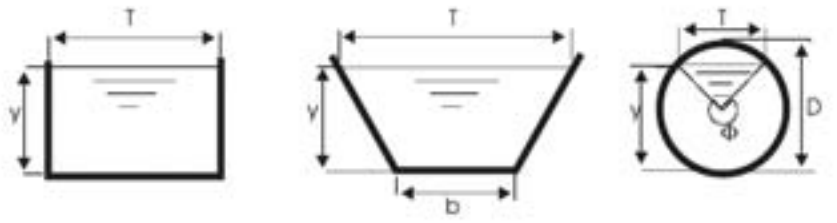
A partir du tableau 2.6, on a $\psi = \alpha Q^2/g = 29{,}46$ pour $\alpha = 1$

La solution est applicable pour $0{,}1 < q/b^2 < 0{,}4$; comme $Q/b^3 = 0{,}19$ elle est bien applicable

$$y_c = 0.81\left(\frac{\Psi}{z^{0.75}b^{1.25}}\right)^{0.27} - \frac{b}{30z}\Psi = 0.98 \qquad [\text{m}]$$

L'estimation de la profondeur critique, et des profondeurs en régime torrentiel et fluvial, permet la détermination du profil de la surface libre, dans les cas suivants : augmentation soudaine de la pente d'un canal ; surface libre en amont d'une vanne ; déversoirs, etc.

Tableau 2.5 : Caractéristiques géométriques de différents profils de canal



Aire A	by	(b+zy)y	$\frac{1}{8}(\Phi - sen\Phi)D^2$
Périmètre mouillé P	b+2y	$b+2y\sqrt{1+z^2}$	$1/2\phi D$
Largeur supérieure de la section T	b	b+2zy	$2\sqrt{y(D-y)}$
Rayon hydraulique R	$\frac{by}{b+2y}$	$\frac{(b+zy)y}{b+2y\sqrt{1+z^2}}$	$\frac{1}{4}\left(1-\frac{sen\Phi}{\Phi}\right)D$
Profondeur hydraulique D	y	$\frac{(b+zy)y}{b+2zy}$	$\frac{1}{8}\left(\frac{\Phi - sen\Phi}{sen\frac{\Phi}{2}}\right)D$
Facteur de section	$by^{1.5}$	$\frac{[(b+zy)y]^{1.5}}{\sqrt{b+2zy}}$	$\frac{\sqrt{2}(\theta - sen\theta)^{1.5}}{32\sqrt{sen\,½\theta}}D^{2.5}$

Voir aussi Tableau 5.12

Tableau 2.6 : Formules empiriques utilisées pour estimer y_c dans les canaux

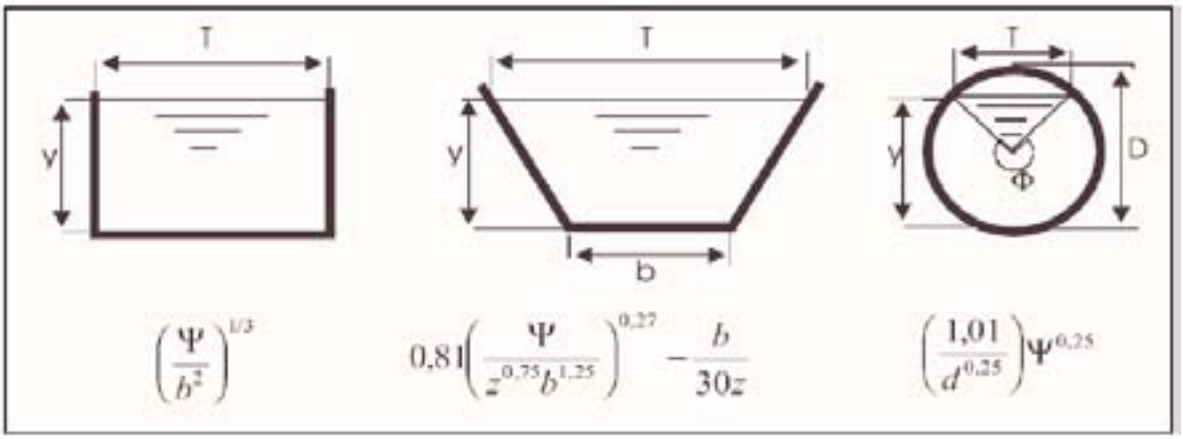


Figure 2.22 : Diagramme de Moody : Coefficient des frottement pour un écoulement dans une conduite

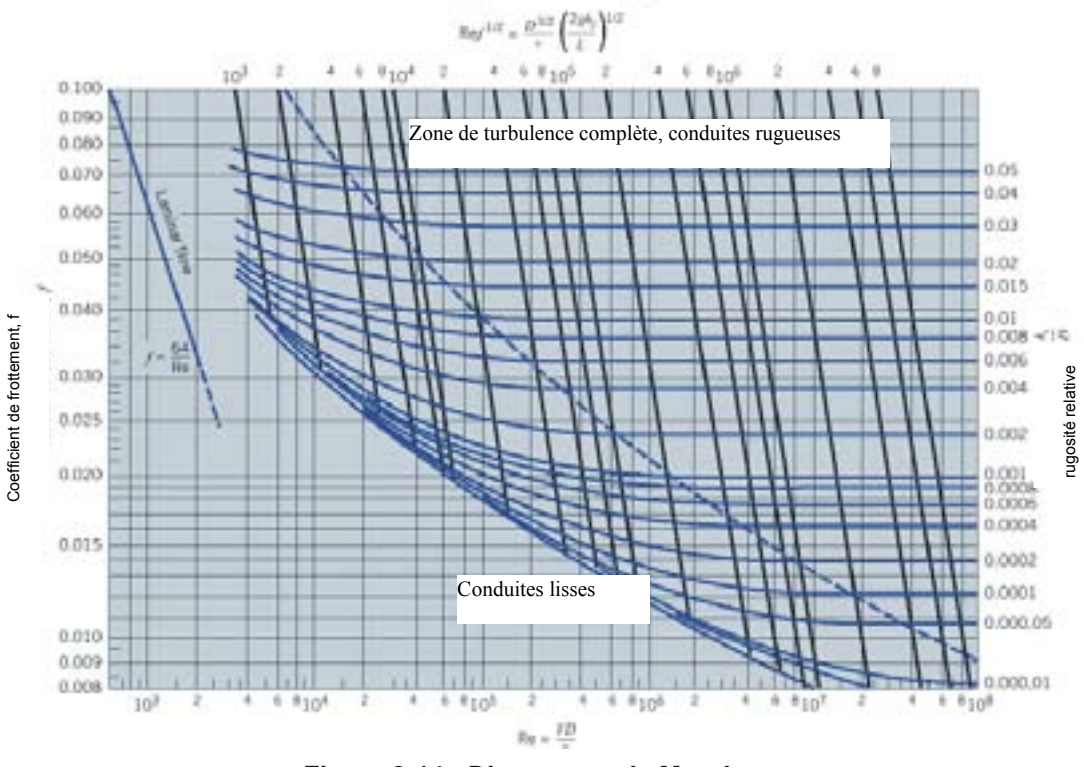
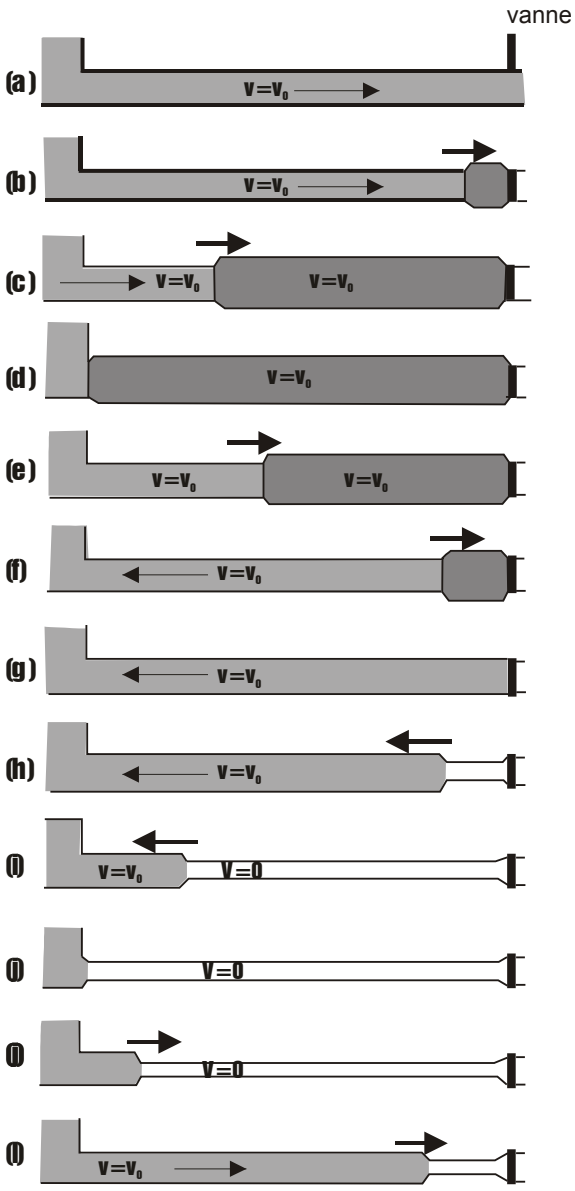


Figure 2.23 : Représentation d'une onde de pression dans une conduite



Avec l' autorisation de A.R. Inversin
auteurr de "Micro-Hydropower Sourcebook."

Bibliographie

1. N.H.C Hwang and Carlos Hita, “Fundamentals of Hydraulic Engineering Systems”, Prentice Hall Inc. Englewood Cliffs, New Jersey 1987

2. F.H.White, "Fluide Mechanics", MacGraw-Hill Inc.USA

3. A. Piqueras, "Evacuacion de Broza" (en Castillan), ESHA Info n°9 Eté 1993

4. L.Allievi, The theory of waterhammer, Transactions ASME 1929

5. H. Chaudry. Applied Hydraulic Transients, Von Nostrand Reinhold Co.1979

6. V.L. Streeter and E.B. Wylie, Hydraulic Transients, McGraw-Hill Book Co., New York 1967

7. J. Parmakian, Waterhammer analysis. Dower Publications, New York 1963

8. R.H. French, "Hidraulica de canales abiertos" (en Castillan), McGraw-

9. V.T. Chow, Open Channel Hydraulics, McGraw-Hill Book Co., New York 1959

10. V.L. Streeter and E.B. Wylie, Fluid Mechanics, McGraw-Hill Book Co., New York 1975

11. A.C. Quintela, « Hidraulica » (en Portugais), Ed. Calouste Gulbenkian Foundation, 1981

12. J. Dubois, “Comportement hydraulique et modélisation des écoulements de surface” (en français), Communication LCH n°8, EPLF, Lausanne 1998

13. E. Mosonyi, “Water power development”, Tome I et II, Akadémiai Kiado Budapest, 1987/91

Autres références sur les différents aspects de ce thème :

1. H.W. King et E.F. Brater, Handbook of Hydraulics, McGraw-Hill Book Co., New York 1963

2. R. Silvester, Specific Energy and Force Equations in Open-Channel Flow, Water Power March 1961

---

[1] Par Jonas Rundqvist (SERO), Pedro Manso (EPLF) et Celso Penche (ESHA)

3 HYDROLOGIE[1]

3.1 Introduction

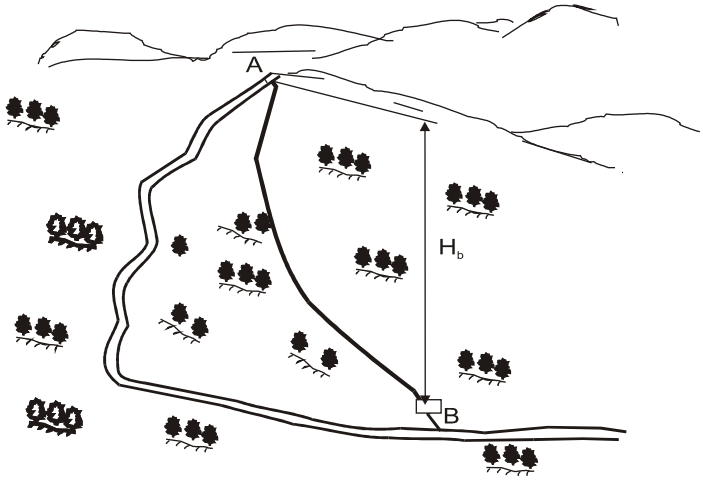
Toute production hydroélectrique dépend du débit disponible et de la dénivellation exploitable. L'hydroélectricité est donc extrêmement dépendante du site. Il est nécessaire, tout d'abord, de disposer d'un débit d'eau suffisant et régulier. Deuxièmement, les conditions topographiques du site doivent permettre de concentrer l'énergie répartie le long d'un tronçon de cours d'eau en un point à partir duquel la hauteur de chute sera suffisante pour produire de l'énergie. Cette dénivellation peut être créée par un barrage, en guidant l'eau parallèlement à la rivière dans un canal ou une conduite dont les pertes de charge sont réduites par rapport à l'écoulement naturel, ou, comme c'est très souvent le cas, par une combinaison de ces deux procédés.

Le projet d'exploitation d'un tronçon de rivière ou d'un site spécifique est l'une des tâches les plus complexes pour un ingénieur en hydroélectricité, car il existe de nombreuses configurations possibles pour un site. Il s'agit par conséquent de trouver la solution optimale pour l'aménagement du site : le type de barrage, le système de transport d'eau, la puissance installée, l'emplacement de différentes structures, etc.

La compétence d'un ingénieur en hydroélectricité dépend de ses connaissances techniques et de son expérience, étant donné qu'une approche d'optimisation strictement mathématique est impossible en raison du grand nombre des possibilités en fonction des conditions spécifiques au site.

Lorsque la topographie d'un lieu est appropriée à la production d'hydroélectricité, il faut, dans un premier temps, étudier la disponibilité de la ressource en eau. Pour un cours d'eau non jaugé, c'est-à-dire pour lequel des mesures de débit sur une longue période ne sont pas disponibles, il est nécessaire d'étudier son hydrologie (étude des pluies et de l'écoulement du cours d'eau, mesure des bassins de drainage, des bassins versants, de l'évapotranspiration et de la géologie de surface).

Figure 3.24 : Schéma type d'une installation hydroélectrique



La figure 3.1 indique comment l'eau, en s'écoulant du point A vers le point B aux altitudes respectives Z_A et Z_B représente une énergie potentielle proportionnelle à la différence d'altitude. Cette énergie potentielle est bien entendu indépendante du type d'écoulement que celui-ci se fasse dans le cours d'eau, dans un canal ouvert ou dans une conduite forcée.

La dénivellation et le débit d'un site donné correspondent également à une puissance hydraulique qui peut être exprimée par :

$$P = \rho \cdot Q \cdot g \cdot \Delta Z$$

Où P est la puissance hydraulique en W
Q est le débit en m^3/s
ΔZ est la dénivellation en m, $\Delta Z = Z_A - Z_B$
g est l'accélération de la pesanteur en m/s^2
ρ est la masse volumique de l'eau en kg/m^3.

L'eau peut soit suivre le lit de la rivière en dissipant la majeure partie de son énergie potentielle par frottement et turbulence provoquant une faible montée de sa température, soit s'écouler de A vers B par un canal ou une conduite jusqu'à une turbine. Dans ce cas, une faible partie de l'énergie sera perdue par frottements, changements de direction, etc. tandis qu'une grande partie sera transformée en énergie mécanique par la turbine, puis en énergie électrique via un générateur. L'objectif vise à déterminer l'optimum entre la production et les coûts de construction.

Dans le meilleur des cas, les autorités compétentes en hydrologie auront installé une station de mesure sur la rivière concernée et des séries de données auront été collectées régulièrement durant plusieurs années. Dans ce cas, il suffit d'utiliser l'une des méthodes classiques pour estimer le débit moyen annuel sur une longue période et déterminer ainsi la courbe de débits classés relative au tronçon en question (ces méthodes seront expliquées plus loin).

Malheureusement, les rivières pareillement surveillées étant peu nombreuses, il est plutôt rare de disposer de telles mesures régulières

Si aucune mesure n'est disponible (régulière ou non) pour le tronçon concerné par le projet, il faut se baser sur des données concernant soit d'autres tronçons de la même rivière, soit d'une rivière similaire proche du site. Il conviendra dès lors de reconstituer les séries de données nécessaires à l'étude du site voulu.

3.2 Mesures officielles des débit des cours d'eau

En Europe, les mesures de débit des cours d'eau peuvent être obtenus auprès des laboratoires hydrologiques nationaux. Ces relevés peuvent être de différent type, chacun étant utile pour l'évaluation du potentiel de production du site considéré. Ils comprennent :

- Des données de débits mesurés pour un nombre de sites jaugés
- Des caractéristiques de débit pour ces sites telles que débit moyen, courbes de débits classés, débit par unité de surface de bassin versant, etc.
- Cartes hydrologiques, etc.

Il existe une agence des Nations Unies appelée "Organisation Mondiale de la Météorologie", ayant un service d'information hydrologique (INFOHYDRO), dont un des objectifs est de fournir des informations concernant :

- Les organisations nationales et internationales (gouvernementales et non- gouvernementales) ;
- Les institutions et agences dans le domaine de l'hydrologie ;
- Les activités hydrologiques et afférentes de ces organismes ;
- Les principaux bassins de rivières et lacs internationaux du monde ;
- Les stations d'observation de réseaux hydrologiques des pays – nombre de stations et durée des enregistrements ;
- Les banques de données hydrologiques nationales – état de collecte, de traitement et d'archivage de données ;
- Les banques de données internationales en rapport avec les ressources en eau et l'hydrologie.

Des informations supplémentaires peuvent être obtenues à l'adresse www.wmo.ch.

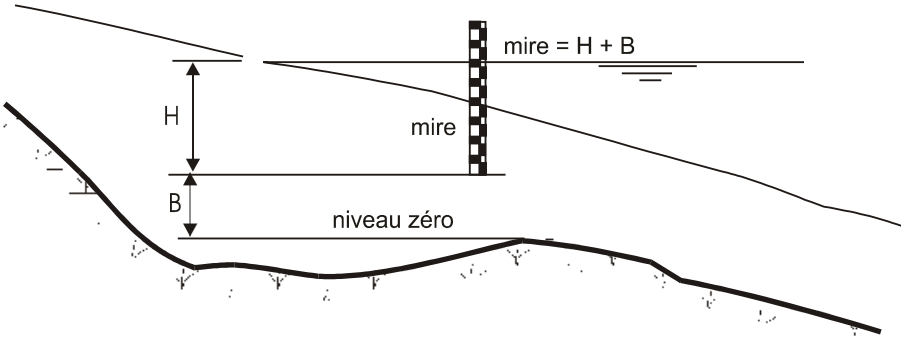
3.3 Evaluation des débits de cours d'eau par une mesure de débit

Dans le cas où aucun relevé de débits n'est disponible, le mieux est de réaliser une campagne de mesures durant au moins une année. Une mesure unique de débit instantané dans un cours d'eau a peu d'intérêt, puisqu'elle ne donnera qu'une indication ponctuelle insuffisante pour déterminer le débit d'équipement de la future installation. Plusieurs procédés de mesurage sont disponibles :

3.3.1 Méthode d'exploration du champ des vitesses

C'est une méthode conventionnelle pour des rivières moyennes à grandes. Celle-ci se base sur la section transversale de la rivière et la vitesse moyenne de l'eau passant à travers celle-ci. Une section appropriée du cours d'eau à jauger doit être sélectionnée sur un tronçon relativement droit, présentant un écoulement calme (figure 3.2). Pour que la mesure soit valide, la section choisie doit avoir une largeur uniforme, bien définie et délimitée.

Figure 3.25 : Mesure du niveau de la rivière, définitions



Lorsque le débit augmente, la cote du plan d'eau monte, alors qu'elle descend lorsque le débit diminue. Le niveau mesuré (en mètres et centimètres) est relevé quotidiennement au même moment

de la journée. Dans les stations de jaugeage modernes, les relevés "manuels" réguliers ont été remplacés par plusieurs sondes qui enregistrent automatiquement et en continu le niveau. De manière à vérifier et calibrer les enregistrements effectués, des mesures de débit périodiques sont réalisées sur une période de plusieurs mois, de manière à prendre en compte aussi bien les périodes de crue que d'étiage. La photographie 3.1 montre une station de jaugeage dans une rivière.

Photographie 3.1 : Station hydrologique dans une rivière

Il est dès lors possible d'établir une courbe de calibrage (figure 3.3) permettant de déterminer le débit de la rivière en connaissant son niveau. Pour tracer cette courbe, le niveau et le débit doivent être relevés simultanément. Pour mesurer les faibles débits, il est fortement recommandé d'utiliser les données qui le relient au coefficient de Manning 'n'. La méthode pente-section (§ 3.3.3) peut ensuite être utilisée pour estimer les débits élevés, souvent impossibles à mesurer autrement.

Lorsqu'une courbe de calibrage, issue d'un certain nombre de mesures, a été établie, sa formulation mathématique peut être facilement obtenue, rendant aisée l'interprétation des mesures de niveau. La courbe de calibrage (figure 3.3) est représentée par la fonction :

$$Q = a(H+B)^n \qquad (3.1)$$

Où a et n = constantes

H = niveau de la rivière au moment du mesurage ou de l'enregistrement

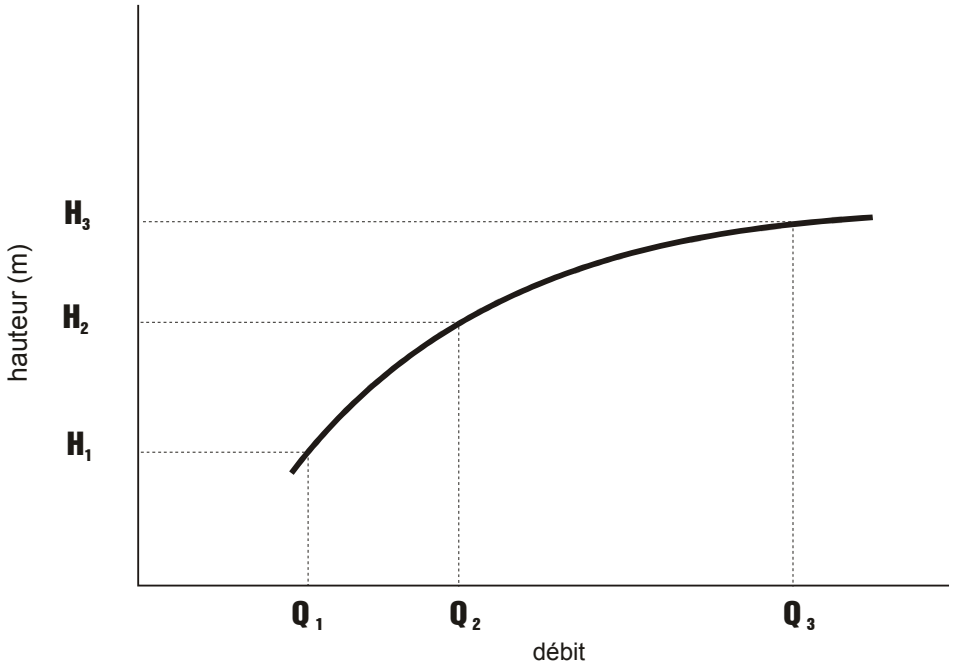
B = facteur de correction pour obtenir le niveau réel

Le calcul de B (voir figure 3.2) s'effectue de la manière suivante :

$$Q_1 = a(H_1+B)^n$$

$$Q_2 = a(H_2+B)^n$$

Figure 3.26 : Courbe de hauteur - débit



On considère alors un débit Q_3, défini comme la racine carrée du produit de Q_1 et Q_2, ce qui peut être exprimé comme suit :

$$Q_3 = \sqrt{Q_1 \cdot Q_2} = a(H_3 + B)^n = \sqrt{a(H_1 + B)^n \cdot a(H_2 + B)^n}$$

La valeur H_3 est lue sur la courbe de calibrage Il en ressort que :

$$(H_3 + B)^2 = (H_1 + B) \cdot (H_2 + B)$$

D'où :

$$B = \frac{H_3^2 - H_1 H_2}{H_1 + H_2 - 2H_3} \qquad (3.2)$$

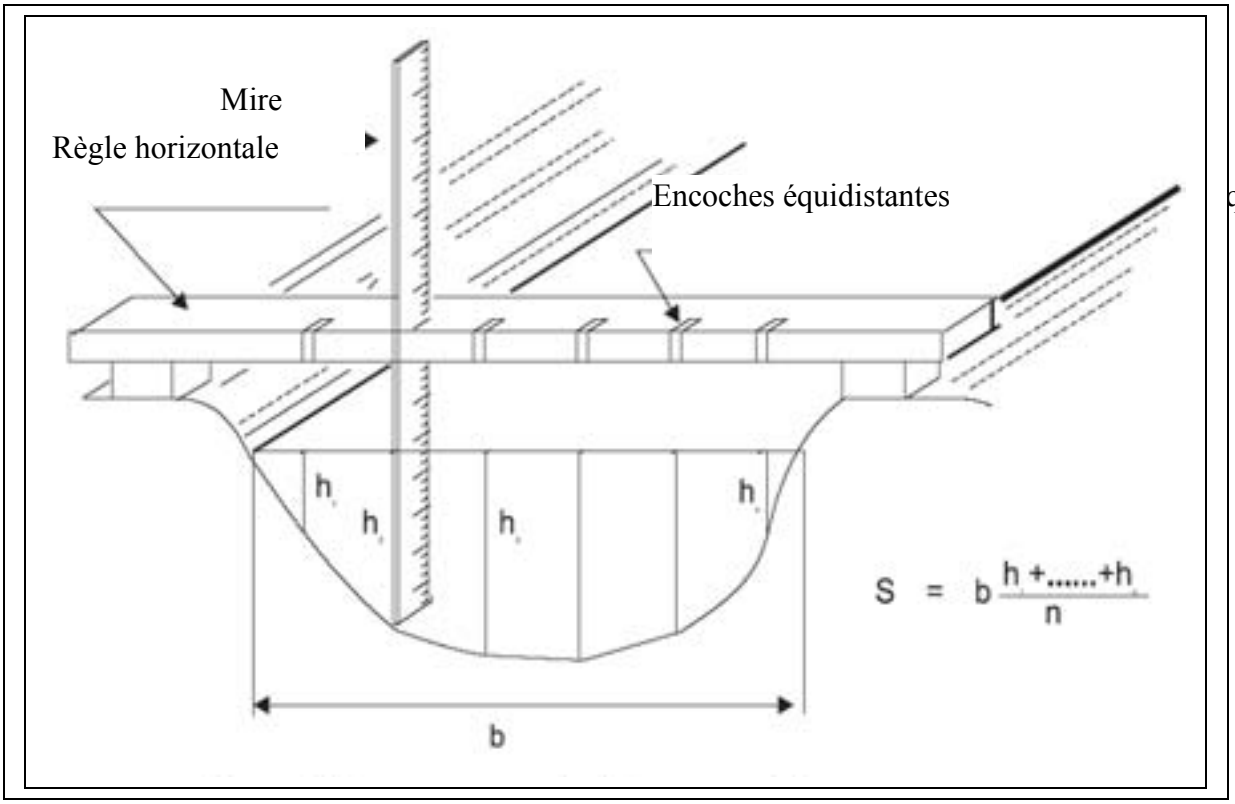
Cette technique fait l'objet de normes ISO.

3.3.1.1 Mesure de la section transversale

Pour calculer la section transversale d'un cours d'eau naturel, il faut la diviser en séries de trapèzes (figure 3.4). Après mesure des côtés des trapèzes, la section transversale est donnée par :

$$S = b\frac{h_a + h_2 + ... + h_n}{n} \qquad (3.3)$$

Figure 3.27 : Mesure de la section transversale



3.3.1.2 Mesure de la vitesse

La vitesse de l'eau n'étant pas constante dans la section, il est nécessaire de la mesurer en plusieurs points pour obtenir une valeur moyenne. Différentes manières sont utilisables, dont deux d'entre elles sont expliquées ci-après :

Par un flotteur

Un objet flottant, largement immergé (par exemple des bouchons de bois ou une bouteille remplie partiellement) est placé au centre de l'écoulement. Le temps t (en secondes) écoulé pour parcourir une certaine longueur L (m) est enregistré. La vitesse de surface (m/s) est alors exprimée par le rapport de la longueur L sur le temps t. La vitesse moyenne de l'écoulement est alors estimée en appliquant un facteur de correction qui peut varier entre 0,60 et 0,85, suivant la profondeur du cours d'eau et la rugosité du fond et des rives (0,75 est généralement la valeur retenue). Ce procédé n'est cependant pas très précis (Sa précision correspond à la fourchette du facteur de correction).

Par un moulinet hydrométrique mécanique à élément rotatif

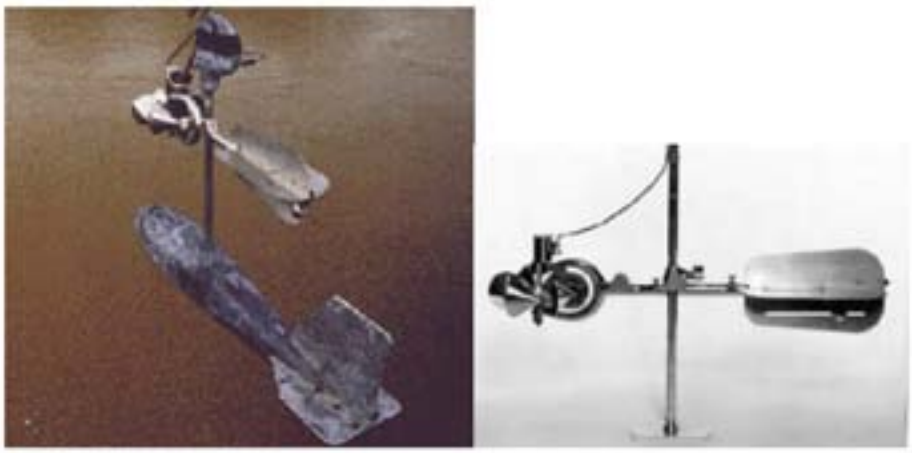
Un moulinet hydrométrique à élément rotatif est un instrument de mesure de vitesse de fluide. Les moulinets sont classés en deux types :

- Rotor à axe vertical équipé d'aubes : l'instrument possède une roue à petites aubes coniques disposées horizontalement autour de l'axe de suspension. (Photographie 3.2, droite). Ces moulinets sont essentiellement destinés à la mesure de basses vitesses. Ils ont l'avantage d'avoir des paliers bien protégés des eaux sablonneuses. Le rotor peut être réparé sur le terrain.

- Rotor à axe horizontal à hélice : une petite hélice tourne autour d'un arbre horizontal, qui est maintenu parallèlement aux lignes de courant par des ailerons de queue. (Photographie 3.2,

gauche). L'instrument est lesté pour être maintenu aussi directement en dessous de l'observateur que possible. Ce type de moulinet présente l'avantage de peu perturber l'écoulement autour du point de mesure (impliquant ainsi une bonne précision) et d'être également peu sujet à un encombrement par des matériaux solides.

Photographie 3.2 : Moulinets hydrométriques à éléments rotatifs



Chaque tour d'hélice est comptabilisé sur une courte période (1 ou 2 minutes). Ces observations sont converties en vitesse de l'eau selon une courbe d'étalonnage de l'instrument. En déplaçant le moulinet verticalement et horizontalement suivant une série de positions (dont les coordonnées dans la section transversale sont déterminées de manière très précise), on peut tracer une carte de vitesses complète dans la section transversale et ainsi calculer le débit qui la traverse.

Dans le cas de rivières moyennes ou grandes, les observations pourront être effectuées en descendant le moulinet à partir d'un pont. Toutefois, si le pont n'est pas à une seule travée, les piliers entraîneront une turbulence en aval et en amont, pouvant entraîner des erreurs considérables. Cette situation est cependant rare, dans la mesure où l'on choisira en général un site de jaugeage sur un tronçon de rivière aussi droit et uniforme que possible.

Si ces mesures sont effectuées à partir d'un bateau maintenu par un câble pour des raisons de stabilité (particulièrement en cas de crue), on aura recours à un câble de jaugeage plus léger pour déterminer une position horizontale dans la section transversale.

Etant donné qu'un bateau avec au moins deux occupants et un moulinet suspendu offre une prise importante au courant, le câble devra être fixé fermement aux berges, par exemple à de grands arbres. Pour des rivières très larges, on peut également utiliser des câbles aériens auxquels est suspendu le moulinet ou une cabine de mesure.

Les profondeurs doivent toujours être mesurées au moment de l'observation de la vitesse étant donné qu'un profil peut changer de manière significative durant une crue. Les observateurs doivent également se rappeler des règles élémentaires : observer le niveau avant et après la mesure du débit, observer la pente du cours d'eau par des mesures précises du niveau, aussi loin en aval et en amont du site de jaugeage que possible, jusqu'à 500 m (environ) dans chaque direction.

Lorsque la vitesse d'eau augmente, par exemple lors de crues, le moulinet lesté, suspendu à un câble, va avancer progressivement en aval. Sa position, dans ces conditions, peut être déterminée de manière raisonnablement précise si l'angle de câble est mesuré. On peut augmenter le lest, mais seulement dans une certaine limite. Des perches peuvent être utilisées pour suspendre le moulinet

mais une structure rigide sera nécessaire pour les manipuler, ce qui nécessitera une plate-forme stable sur une embarcation de type catamaran si les mesures sont effectuées à partir d'un bateau. Enfin on prendra garde aux vibrations et à la flexion de la perche. L'utilisation de perches de grand diamètre permet de palier à ce problème, mais dans ce cas, l'appareil entier devient très lourd et peu maniable.

Enfin, il faut remarquer que la mesure précise d'un débit au moulinet répond à des normes internationales (ISO, CEI).

Par l'intermédiaire d'un débitmètre électromagnétique

Un débitmètre électromagnétique est un instrument de mesure à induction électrique n'ayant pas de parties mobiles. Il est constitué d'une sonde placée dans une ligne de courant. Celle-ci peut être fixée sur des perches et maintenue à différentes profondeurs ou suspendue à un câble.

Ce débitmètre présente les avantages d'être plus petit et d'avoir une échelle de mesure plus grande que les moulinets à hélice. Il est particulièrement utile pour des vitesses très faibles lorsque les moulinets à hélice deviennent irréguliers. Sa sensibilité moins élevée à l'encrassement par des végétaux en suspension et des matériaux solides le rend particulièrement attractif pour des mesures de courants fortement chargés.

Chaque unité est fournie avec un boîtier de commande en surface munie d'un affichage digital. Un ensemble de perches en acier inoxydable destinées à déplacer l'appareil dans l'eau fait également partie de l'équipement standard.

Chaque rivière étant unique, il faudra, pour chacune d'elles, faire une évaluation soignée de sa largeur, sa profondeur, des vitesses de crues probables, etc. De même, la campagne de mesure devra faire l'objet au préalable d'un repérage soigneux du site et d'une préparation des équipements.

La meilleure évaluation du débit dans une section transversale est obtenue en intégrant les mesures de vitesse sur la section transversale. On peut, par exemple, procéder de manière graphique en traçant chaque mesure de vitesse sur une section transversale du site de jaugeage en agrandissant l'échelle verticale. Les courbes des vitesses (profils de vitesse – isovitesses) sont alors tracées et les surfaces délimitées mesurées à l'aide d'un planimètre. En variante, la rivière peut être subdivisée verticalement en sections et la vitesse moyenne de chaque section appliquée à la zone correspondante. Dans cette méthode, la surface d'une section quelconque ne doit pas dépasser 10 % de la section totale.

Une vérification doit toujours être faite en utilisant la méthode pente-section décrite au paragraphe 3.3.3. De cette manière, on connaîtra les valeurs de 'n' (Manning) de la rivière à différents niveaux, ce qui sera très utile pour affiner la courbe de calibrage du débit.

Par des méthodes de dilution et de traceurs

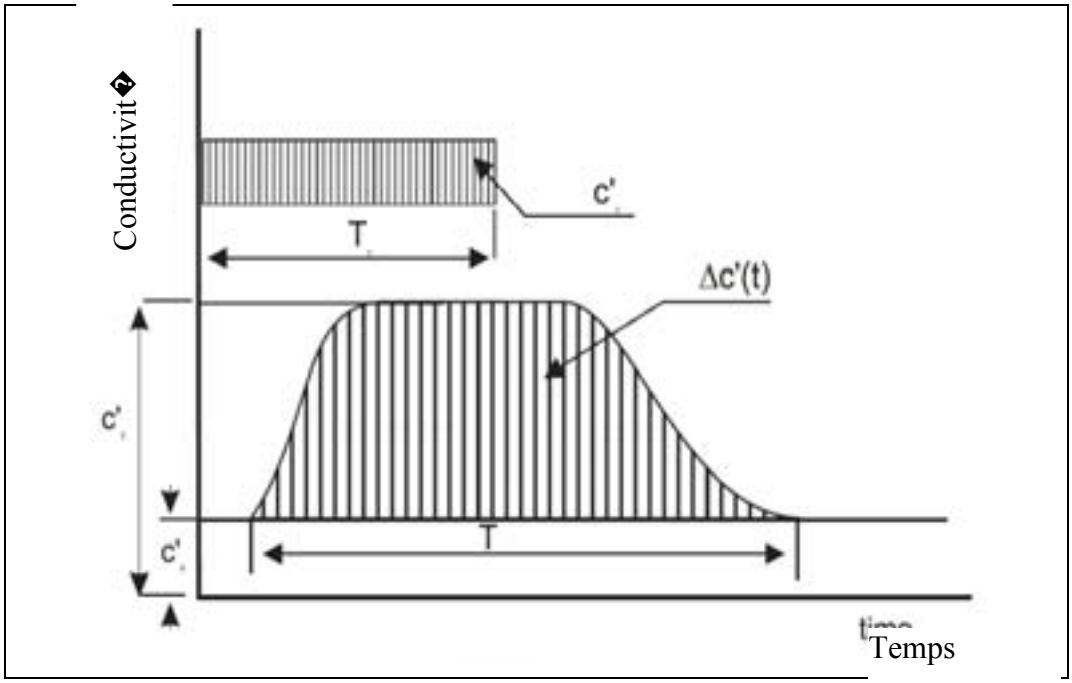
Le jaugeage par dilution est particulièrement approprié à des petits courants turbulents, dans lesquels les profondeurs et les débits s'adaptent mal à une mesure par débitmètre, et où un tel dispositif de mesure serait inutilement coûteux. La méthode consiste à déverser une solution chimique dans le cours d'eau et à prélever des échantillons en aval à une courte distance après le mélange complet du produit dans l'eau. La solution peut soit être déversée à débit constant jusqu'à ce que l'échantillon en aval révèle un niveau de concentration constant, soit administrée en une dose unique aussi rapidement que possible. On parle alors d'injection instantanée. Dans ce dernier cas,

des échantillons prélevés sur une certaine période de temps font apparaître la corrélation temps-concentration. Dans les deux cas, la concentration de produit dans les échantillons permet de calculer la dilution et d'en déduire le débit du courant.

L'analyse des échantillons est réalisée par une méthode colorimétrique automatisée qui évalue la concentration de très petites quantités de composés de chrome en les comparant à un échantillon de la solution d'injection. Cet équipement est coûteux et spécifique.

Aujourd'hui, les méthodes ci-dessus ont été remplacées par une méthode plus écologique développée par Littlewood[7], qui requiert un équipement simple et relativement peu coûteux. Celle-ci est basée sur la conductivité électrique de solutions de sel ordinaire (NaCl) déversée dans l'eau de la rivière. Elle est une version de la méthode de jaugeage par dilution relative de Aastad et Sognen.

Figure 3.28 : Courbe d'évolution de la conductivité en fonction du temps



Le débit est mesuré en injectant progressivement un volume connu (V) d'une solution de sel concentrée dans le cours d'eau à un taux connu (q). En mesurant, à de courts intervalles, l'évolution de conductivité à l'extrémité aval de la longueur de mélange, il est possible de tracer une courbe conductivité-temps, pendant une durée T comme sur la figure 3.5. La moyenne des ordonnées de cette courbe représente la moyenne de la différence de conductivité entre les solutions de sel et l'eau du cours d'eau en amont du point d'injection. Si un petit volume v de la solution concentrée est ajouté à un grand volume V* de l'eau du cours d'eau et que les différences de conductivité Δc sont mesurées, le débit sera donné par l'équation :

$$Q = \frac{V}{T_2} \cdot \frac{V^*}{v} \cdot \frac{\Delta c^*}{\overline{\Delta c'}} \qquad (3.5)$$

où V = volume de la solution injectée

T_2 = durée de ou des injections de soluté

v = volume de la solution concentrée ajoutée à un plus grand volume

V* = volume d'eau du cours d'eau

Δc^* = changement de conductivité (ohm^{-1}) résultant de la dilution de v dans V*

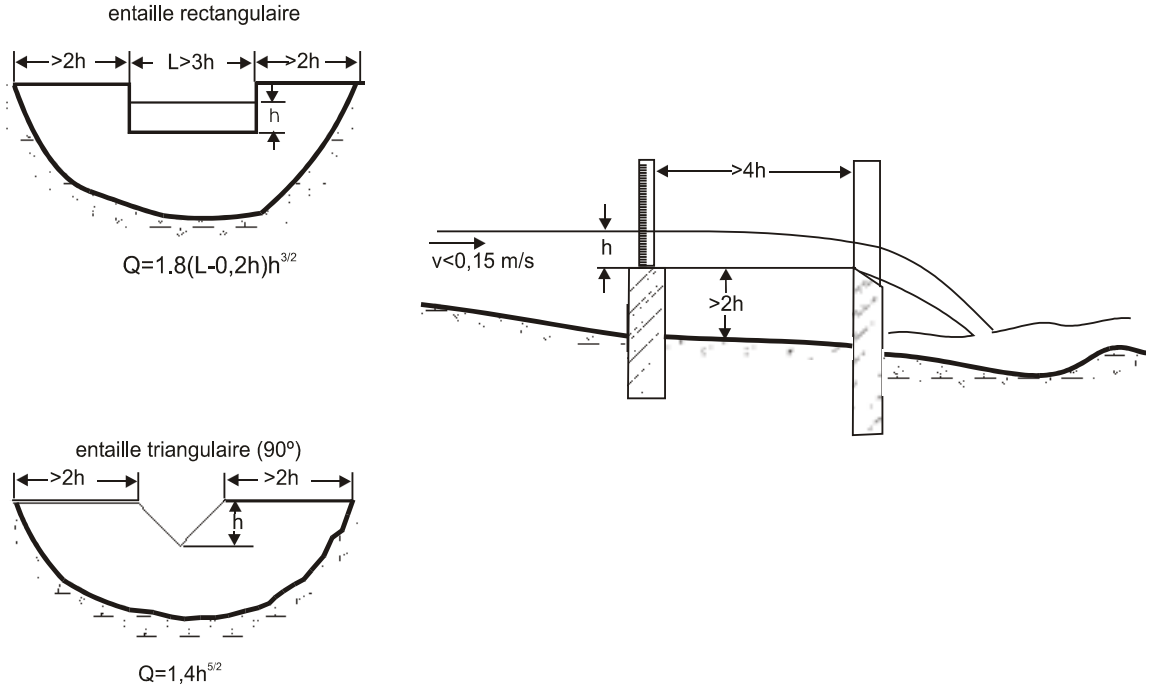
$\Delta c'$ = courbe moyenne des ordonnées conductivité-temps

3.3.2 Méthode du déversoir

Si le débit du cours d'eau à équiper est relativement faible (< 4 m^3/s), il est alors possible de construire un déversoir temporaire. Il s'agit d'installer un barrage au travers du cours d'eau à jauger avec une entaille à travers laquelle toute l'eau peut être canalisée. De nombreuses recherches ont permis d'établir des formules précises de corrélation entre le débit passant à travers de tels déversoirs et la hauteur d'eau amont mesurée relativement au fond de l'entaille. Ce type de mesure n'est toutefois précis que si la mesure de niveau s'effectue à une distance suffisante du déversoir (en général au moins quatre fois la hauteur d'eau relativement à la base de l'entaille). On veillera également à éviter une accumulation de sédiment et à maintenir le bord du déversoir net.

Plusieurs types de déversoirs peuvent être utilisés: rectangulaires, en V ou trapézoïdaux. Le déversoir en V est le plus précis avec des débits très faibles, tandis que les déversoirs de type rectangulaire ou trapézoïdal peuvent être utilisées pour une fourchette de débits beaucoup plus grande. Les déversoirs actuels sont généralement réalisés avec des plaques de métal aux bords aiguisés, construites dans les proportions de la figure 3.6.

Figure 3.29 : Mesure des débits par déversoirs et canaux jaugeurs à col



On peut également utiliser des canaux d'amenée, dans lesquels l'eau est canalisée sur une certaine distance à travers une section de forme géométrique régulière avant d'entrer dans un tronçon de section transversale différente, habituellement réalisée par des contractions latérales ou des seuils. Ces structures ont l'avantage, par rapport aux déversoirs, de ne pas obstruer le courant et de ne créer aucune retenue d'eau.

Pour assurer l'uniformité des techniques de jaugeage, l'ISO a publié différentes normes internationales.

3.3.3 Méthode de la pente de la ligne d'eau

Cette méthode est utilisée pour les écoulements importants, pour lesquels d'autres méthodes ne sont pas applicables. Elle présuppose qu'il est possible d'enfoncer des piquets ou bien de faire des marques de cote temporaires au niveau de la surface de l'eau (en amont et en aval du site) au moment de la mesure du débit. Ces marques peuvent être utilisées ensuite pour établir la pente de la ligne d'eau (S). Des mesures de la section transversale permettent de déterminer sa surface (A) et son rayon hydraulique (R). Une fois ces paramètres connus, le débit est calculé par la formule de Manning :

$$Q = \frac{A \cdot R^{2/3} \cdot S^{1/2}}{n} \qquad (3.6)$$

Cette méthode est parfois critiquée en raison de sa dépendance à la valeur de n. Etant donné que pour des écoulements naturels, n est d'environ 0,035, une erreur de 0,001 sur n génère une erreur de débit de 3 %. Cette critique peut être partiellement levée en représentant n en fonction du niveau pour tous les débits mesurés, de sorte que le choix de n pour des niveaux élevés ne soit pas arbitraire. Si la pente peut être mesurée lors d'une crue importante, alors cette méthode sera la meilleure pour de tels débits. Des valeurs types du n de Manning pour des cours d'eau sont données dans le tableau 3.1.

Tableau 3.7: Valeurs types du coefficient de Manning n pour des cours d'eau

Cours d'eau	N
Courant s'écoulant doucement dans un canal "propre"	0,030
Courant ou rivière naturel(le) standard dans des conditions stables	0,035
Rivière de faible profondeur, avec des méandres et ayant une flore et une faune aquatiques importantes	0,045
Fleuve ou courant peu profond avec des pierres, des herbes et autres végétations (tiges, …)	0,060

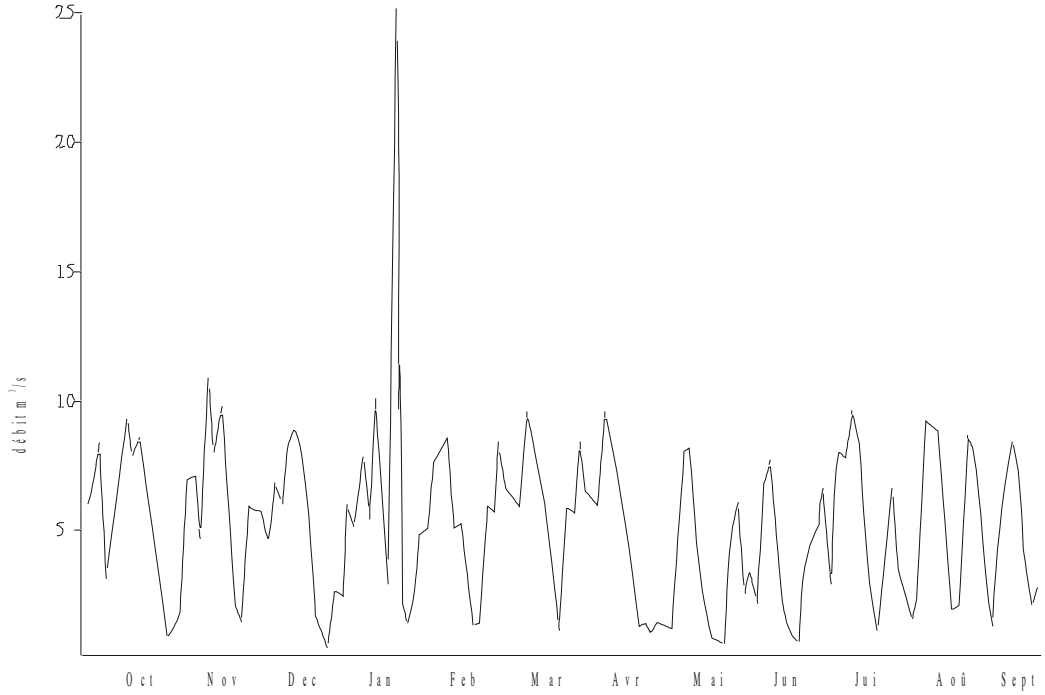
3.4 Caractéristiques des écoulements des cours d'eau

Les mesures de débits réalisées pour un site particulier durant un certain nombre d'années doivent être organisées de façon adéquate pour être de quelque utilité.

3.4.1 Courbe chronologique des débits

La première étape consiste à représenter les débits relevés de manière chronologiques (voir la figure 3.7). Cette représentation n'est cependant pas utilisable pour déterminer le débit turbinable et le débit d'équipement de l'installation. On risque en effet de le surestimer en prenant des valeurs de crue, ou, au contraire de le sous-estimer en choisissant une valeur trop prudente.

Figure 3.30: Exemple d'enregistrement de débits



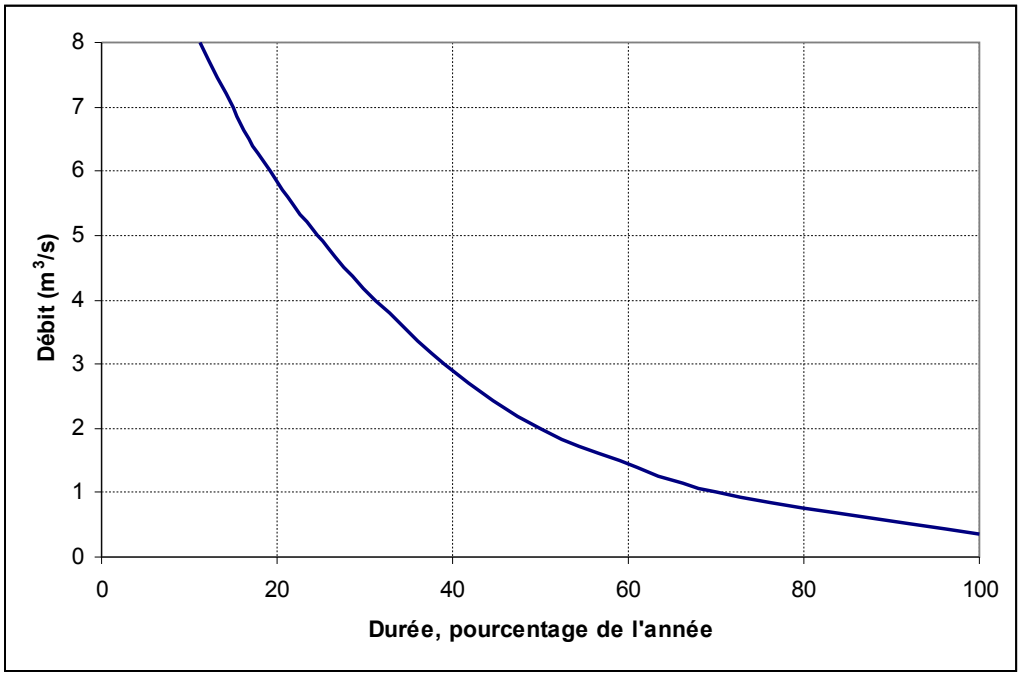
3.4.2 Courbes des débits classés

La seconde phase consiste à tracer une courbe des débits classés. Cette courbe présente pour un point particulier d'une rivière la durée pendant laquelle une certaine valeur de débit est atteinte ou dépassée. Elle est obtenue à partir de la courbe chronologique en organisant les valeurs mesurées dans un ordre décroissant, comme l'illustre l'exemple suivant :

	N° de jours	% de l'année
Débits de 8,0 m^3/s et plus	41	11,23
Débits de 7,0 m^3/s et plus	54	14,9
Débits de 6,5 m^3/s et plus	61	16,8
Débits de 5,5 m^3/s et plus	80	21,8
Débits de 5,0 m^3/s et plus	90	24,66
Débits de 4,5 m^3/s et plus	100	27,5
Débits de 3,0 m^3/s et plus	142	39
Débits de 2,0 m^3/s et plus	183	50
Débits de 1,5 m^3/s et plus	215	58,9
Débits de 1,0 m^3/s et plus	256	70
Débits de 0,35 m^3/s et plus	365	100

Il est dès lors aisé de tracer la courbe des débits classés comme illustré par le graphique 3.8.

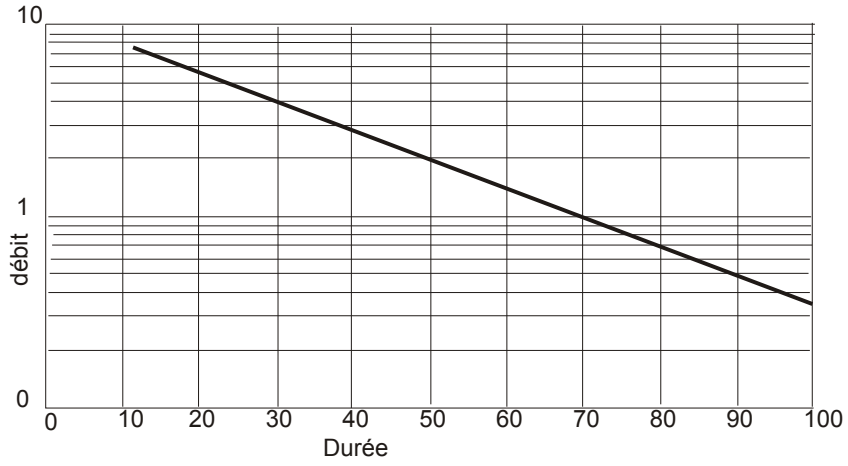
Figure 3.31: Exemple d'une courbe de débits classés



La plupart des stations de jaugeage étant informatisées, cette courbe est très facile à obtenir grâce à l'usage des tableurs informatiques.

Pour de nombreuses rivières, le rapport entre les débits de crue et les débits minima pouvant être supérieur à deux, l'usage d'une échelle logarithmique pour les ordonnées (Q) permet une meilleure présentation. La courbe des débits classés se présente alors sous forme d'une droite. La figure 3.9 reprend les mêmes données que la figure 3.8, mais avec une échelle logarithmique pour l'axe vertical.

Figure 3.32 : Exemple de courbes de débits classés avec une échelle logarithmique



3.4.3 Courbes des débits classés standardisées

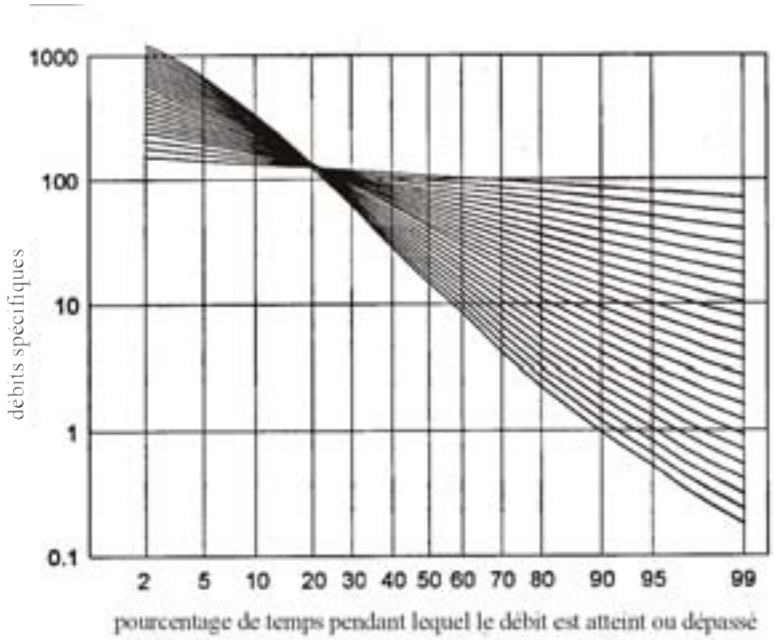
Les courbes de débits classés de différentes rivières peuvent être comparées en utilisant une représentation standardisée. Les débits sont tout d'abord divisés par la surface du bassin versant

correspondant, puis par la précipitation moyenne annuelle pondérée sur le même bassin versant. Les débits résultants, en m^3/s ou litres/s, par unité de surface, et par unité de précipitation annuelle (typiquement $m^3/s/km^2/m$) peuvent être directement comparés. La figure 3.10 montre vingt courbes de débits classés standardisées, chacune correspondant à un bassin versant de composition géologique différente. Les échelles utilisées sont logarithmiques.

La forme des courbes, représentant une région donnée, est directement influencée par la géologie superficielle des bassins.

Si on standardise les courbes de débits classés de différents bassins en les rapportant à leur débit moyen respectif, il est possible d'utiliser des valeurs statistiques de bas débit, tels que Q95, pour décrire l'entier de la courbe.

Figure 3.33 : Exemple de courbes de débits classés standardisées



Une autre méthode de standardisation des courbes de débits classés est de représenter le débit en pourcentage du débit moyen. Cette représentation permet la comparaison de tout cours d'eau, petit ou grand.

Celle-ci est particulièrement utile dans le cas où l'on ne dispose que de peu de mesures de débit sur le site que l'on désire équiper. Il est en effet possible de procéder par corrélation avec des mesures réalisées sur un bassin versant voisin aux caractéristiques similaires. Dans le cas où l'on dispose de mesures sur le même cours d'eau mais à un endroit différent, il est alors possible de déterminer la courbe des débits classés en appliquant un facteur correspondant au rapport des bassins versants partiels respectifs.

S'il n'y a pas d'enregistrement de débit à un emplacement particulier, il est nécessaire de partir des données pluviométriques. Celles-ci sont normalement disponibles auprès d'agences nationales sur la base d'une moyenne annuelle. Par conséquent, il est toujours nécessaire de rechercher des enregistrements locaux, indiquant les variations saisonnières. Si ceux-ci ne sont pas disponibles, un pluviomètre standard doit être installé dans le bassin versant, dès que l'on envisage les études. Des

enregistrements sur une année contribueront valablement à l'élaboration de la courbe des débits classés.

La première étape est d'estimer le débit journalier moyen annuel Q_m. Au Royaume-Uni, par exemple, le débit moyen est estimé en effectuant un bilan sur le bassin versant : la quantité d'eau annuelle moyenne à long terme s'écoulant peut être considérée égale à la différence entre la précipitation annuelle moyenne standard (PAMS) et l'évaporation réelle (ER). Les valeurs de PAMS pour le bassin ainsi qu'une évaporation potentielle sont estimées à partir des cartes de précipitations et d'évaporation potentielle (EP). L'évaporation réelle est estimée à partir de l'évaporation potentielle en utilisant un facteur d'échelle r, où r augmente avec PAMS. Pour des bassins ayant une précipitation moyenne annuelle d'au moins 850 mm par an, on considère que l'évaporation réelle est égale à l'évaporation potentielle. La relation entre r et PAMS est donnée par:

$r = 0{,}00061 \times PAMS + 0{,}475$ pour PAMS < 850 mm

$r = 1{,}0$ pour PAMS > 850 mm

L'évaporation réelle est calculée en utilisant: $RE = r \times EP$

La profondeur moyenne annuelle d'écoulement (PMAE en millimètres) considérée sur un bassin hydrologique (Surface en km^2) est convertie en débit moyen en m^3/s par :

$$Qm = (PMAE \times Surface) / 31536$$

Bien que le débit moyen annuel donne une idée du potentiel d'un cours d'eau, une connaissance plus approfondie de son régime de débit, comme celle obtenue à partir d'une courbe de débits classés, reste nécessaire. La courbe de débits classés dépend du type de sol sur lequel la pluie tombe. Si celui-ci est très perméable (sable), la capacité d'infiltration sera élevée et le cours d'eau sera en grande partie alimenté par des eaux souterraines. Le sol joue en ce cas un rôle de régulateur. Si celui-ci est imperméable (roche), c'est l'inverse qui se produit. Les bassins ayant une perméabilité élevée vont par conséquent avoir des débits réguliers et peu fluctuants en comparaison avec les bassins rocheux, où les variations seront importantes et l'incidence des précipitations beaucoup plus directe.

Au Royaume-Uni, par exemple, les sols ont été classés en 29 groupes représentant différentes propriétés physiques et hydrologiques. On parle alors de classification "hydrology of Soil Type" HOST ou Hydrologie des Types de Sols. En mesurant la surface des zones correspondant à chaque catégorie à l'intérieur du bassin versant, un index de débit de base peut être déterminé. Connaissant cet index pour un bassin, il est ensuite possible de sélectionner une courbe standardisée de débits classés En multipliant les ordonnées de la courbe sélectionnée par le débit moyen Q_m, on obtient la courbe des débits classés spécifique au site.

Si l'on se réfère par exemple à l'Espagne, la distribution des sols est identifiée à partir de la Carte de Sols des Communautés Européennes (CEC, 1985), elle-même basée sur la Classification mondiale des sols FAO/UNESCO (« Soil Classification of the World »). Dix-neuf types de sols sont représentés à l'intérieur des bassins jaugés considérés dans l'étude.

Il existe en fait de nombreux modèles de bassins hydrologiques permettant le calcul du débit pour un bassin versant donné. Ceux-ci prennent en compte la chute d'eau moyenne quotidienne, l'évapotranspiration potentielle, la composition du sol, la pente du bassin, la longueur du cours

d'eau et autres paramètres. Tous ces modèles permettent une analyse de la fonte des glaces et de sa contribution au débit, ainsi que l'élaboration de cartes de crues, de profondeurs de crues et d'impact de crues.

3.4.4 Courbes des débits classés partielles

Si la courbe des débits classés annuelle est importante pour déterminer la production annuelle, il est néanmoins nécessaire de connaître sa répartition au cours de l'année. La raison en est économique puisque les tarifs de vente appliqués aux producteurs indépendants varient avec les saisons de l'année et les heures de la journée.

Des courbes partielles de débits classés peuvent être tracées aussi bien pour des périodes particulières de l'année, que pour des années particulières. C'est en effet une pratique courante d'établir des courbes de débits classés sur six mois d' « hiver » et six mois d' « été ». Ceci peut être réalisé également pour des mois spécifiques. Il suffit d'extraire les enregistrements des débits pour un mois particulier à partir de chaque année d'enregistrement et de traiter ces données comme on le fait pour l'ensemble des données. Si les relevés de débits ne sont pas suffisants pour appliquer cette méthode, il est alors possible de procéder par analyse pluviométrique.

3.4.5 Hauteur de chute

3.4.5.1 Evaluation de la dénivellation (chute brute)

La dénivellation (appelée également chute brute) correspond à la différence d'altitude entre les plans d'eau amont (supérieur) et aval (inférieur) de l'aménagement envisagé.

Sur le terrain, les mesures de dénivellation sont habituellement réalisées en utilisant des techniques de topographie. La précision nécessaire limite cependant le nombre et le type de méthodes pouvant être utilisées.

La meilleure façon de mesurer une dénivellation consiste à utiliser un niveau de géomètre et une mire, il s'agit cependant d'un procédé lent. Des mesures précises peuvent également être faites à l'aide d'un tachymètre ou, de manière moins précise, à l'aide d'un clinomètre, ou niveau d'Abney. De nos jours, le travail est simplifié grâce à l'usage de théodolites, niveaux et stations électroniques. Les niveaux digitaux électroniques actuels, par exemple, fournissent très rapidement un affichage automatique de la hauteur et de la distance avec une précision de mesure inférieure au mm et une mémoire interne permettant de stocker de nombreuses données. Le relevé par GPS (Global Positioning Systems) est par ailleurs de plus en plus pratiqué par les géomètres.

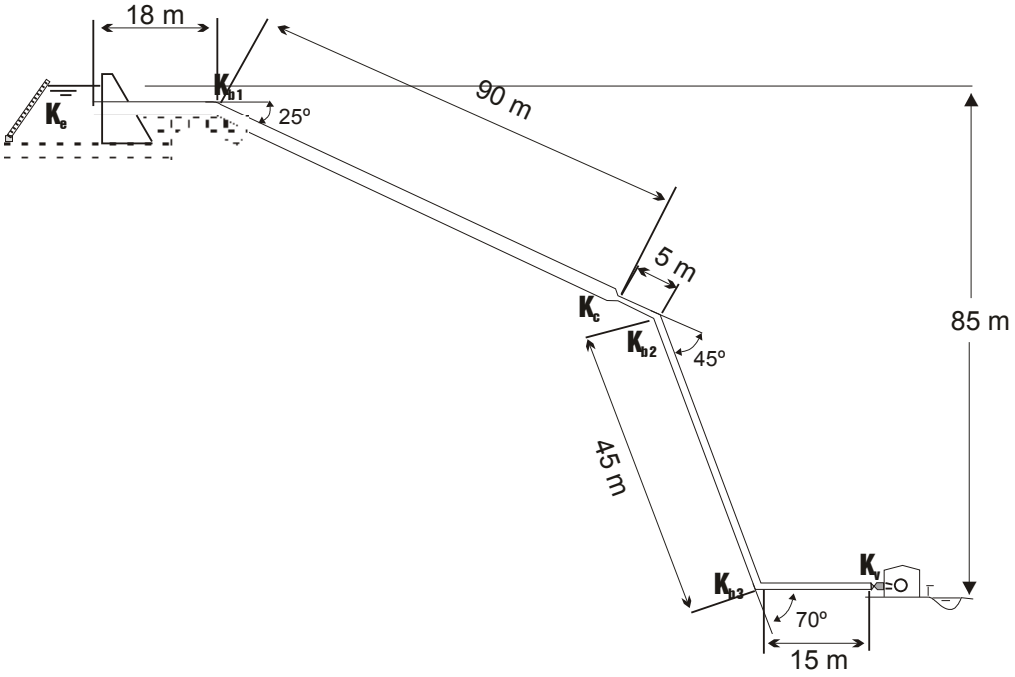
3.4.5.2 Estimation de la hauteur de chute nette

Bien que la chute nette ne corresponde pas à une réalité physique, il est souvent commode de caractériser l'énergie massique à disposition de la turbine en m. Le chapitre 6.2.1 donne tous les éléments théoriques permettant de comprendre la notion d'énergie massique.

De manière simplifiée et en première approche, il est possible de dire que la chute nette s'obtient en diminuant la dénivellation des pertes de charges provenant des grilles, des frottements dans la conduite, des courbes, vannes, etc. Il ne faut par ailleurs pas oublier que certains types de turbines restituent l'eau au dessus du niveau du plan d'eau aval (par exemple les turbines Pelton). Enfin, la vitesse restante en sortie de machine constitue également une perte d'énergie cinétique.

Exemple 3.1

Figure 3.34 : Conduite forcée (exemple 3.1)



La figure 3.11 représente l'installation d'une conduite dans un petit aménagement hydroélectrique. Le débit nominal est de 3 m³/s et la dénivellation de 85 m. La conduite forcée est de 1,5 m de diamètre dans le premier tronçon et de 1,2 m dans le second. Le rayon de courbure du coude est égal à quatre fois le diamètre de la conduite. La prise d'eau est protégée par une grille amont inclinée à 60° par rapport à l'horizontale. Celle-ci est faite de barreaux en acier inoxydable, de 12 mm d'épaisseur et l'espace entre les barreaux est de 70 mm. Estimer la perte de charge totale.

L'expérience montre que la vitesse de l'eau à l'entrée de la grille doit être comprise entre 0,25 m/s et 1,0 m/s (voir aussi § 5.5.4). La surface minimale de la grille nécessaire est estimée par la formule :

$$S = \frac{1}{K_1}\left(\frac{t+b}{b}\right)\frac{Q}{V_0}\frac{1}{\sin\alpha}$$

où :

- ⇒ S est la surface en m^2,
- ⇒ t l'épaisseur des barreaux (mm),
- ⇒ b la distance entre les barreaux (mm),
- ⇒ Q le débit (m^3/s),
- ⇒ V_o la vitesse de l'eau à l'entrée
- ⇒ K_1 un coefficient qui, pour une grille équipée d'un nettoyage automatique, vaut 0,80.

En considérant une vitesse V_o = 1 m/s, la surface minimale S sera égale à 5,07 m^2. Pour des raisons pratiques, on peut proposer une grille de 6 m^2, correspondant à V_0 = 0,85 m/s, ce qui est acceptable.

La perte de charge induite par la grille est calculée selon de l'équation de Kirschner (2.16) :

$$h_t = Kt\left(\frac{t}{b}\right)^{4/3}\left(\frac{V_0^2}{2g}\right)sin\Phi$$

$$h_r = 2{,}4\left(\frac{12}{70}\right)^{4/3}\frac{0{,}85^2}{2\cdot 9{,}81}\cdot\sin(60°) = 0{,}007\ m$$

Les pertes par frottement dans la première longueur de conduite forcée sont fonction du débit.

L'entrée de la conduite est supposée bien conçue et le coefficient de perte de charge est $K_c = 0{,}04$ (voir figure 3.11 et figure 2.7).

La perte de charge dans le premier tronçon est, selon l'équation de Manning :

$$\frac{h_F}{L} = 0{,}00177;\ h_f = 0{,}19m$$

Le coefficient de perte de charge due aux coudes est $K_b = 0{,}085$ (correspond à la moitié de la perte correspondante d'un coude à 90°) pour le premier coude; $K_b = 0{,}12$ pour le second et $K_b = 0{,}14$ pour le troisième.

La réduction de diamètre entre les deux tronçons s'effectue avec un angle de 30°, ce qui induit une perte $h_c = 0{,}02$ m (pour un rapport de diamètre de 0,8).

La perte de charge par frottement dans le second tronçon est calculée de la même manière que dans le premier, et par conséquent :

$$\frac{h_F}{L} = 0{,}0169;\ h_f = 1{,}10m$$

Donc la perte de charge par frottement est estimée à

0,19 + 1,10 = 1,29 m

Enfin, le coefficient de perte de charge dans la vanne est $K_v = 0{,}15$.

Les pertes locales supplémentaires sont définies comme suit :

Dans la grille amont	0,007 m
Dans l'entrée de la conduite 0,04 x 0,147	0,059 m
Dans le premier coude 0,085 x 0,147	0,013 m
Dans le deuxième coude 0,12 x 0,359	0,043 m
Dans le troisième coude 0,14 x 0,359	0,050 m
Dans la réduction 0,02 x 0,359	0,0007 m

Dans la vanne de garde 0,15 x 0,359 0,054 m

Pertes Singulières totales 0,233 m

La perte de charge totale est égale à 1,52 m, représentant une perte d'énergie de 1,8 %, ce qui reste raisonnable.

3.5 Débit réservé

Tout prélèvement incontrôlé dans un cours d'eau peut conduire à un assèchement partiel ou total d'un tronçon. Bien qu'une installation hydroélectrique en dérivation restitue cette eau après usage, il n'en reste pas moins qu'elle court-circuite un tronçon de rivière. Il convient donc de prendre des mesures pour limiter les impacts négatifs sur la faune et la flore aquatique.

Dans ce but, l'autorisation délivrée pour la réalisation d'une centrale hydroélectrique (comme toute autorisation de prélèvement ou dérivation à d'autres fins) spécifie toujours un débit minimal devant en tout temps transiter par le lit normal de la rivière. On qualifie alors ce débit de débit réservé. Suivant les pays ou les autorités responsables, d'autres termes sont également employés, tels que : débit résiduel, débit prescrit, débit de compensation, débit de restitution, débit de dotation.

Le débit réservé doit être évalué avec soin puisqu'un débit trop faible provoque des dommages sur la vie aquatique, et qu'un débit inutilement élevé a un impact non négligeable sur la production d'énergie, particulièrement pendant les périodes d'étiage, donc sur la rentabilité de l'installation.

3.6 Estimation de la puissance d'une centrale et de la production énergétique

La courbe des débits classés permet de sélectionner le débit nominal de l'installation, en prenant en compte le débit réservé et le débit minimum technique des équipements. Elle permet également d'estimer la puissance de la centrale et sa production moyenne annuelle.

La figure 3.12 représente la courbe de débits classés pour un site à évaluer. Le débit d'équipement est choisi sur la base d'une optimisation itérative. De manière générale, l'optimal est beaucoup plus élevé que le débit annuel moyen diminué du débit résiduel. Une fois le débit d'installation fixé et l'énergie massique à disposition de l'équipement évaluée, il est possible de déterminer le type de turbine approprié au site (cf. Chapitre 6). La figure 3.12 illustre la plage des débits turbinables sur une courbe de débits classés.

Par ailleurs, chaque type de turbine a un débit technique minimum en dessous duquel elle ne peut pas fonctionner. Son rendement est également fonction du débit disponible.

La production d'énergie annuelle (E en kWh) est calculée en fonction des paramètres suivants :

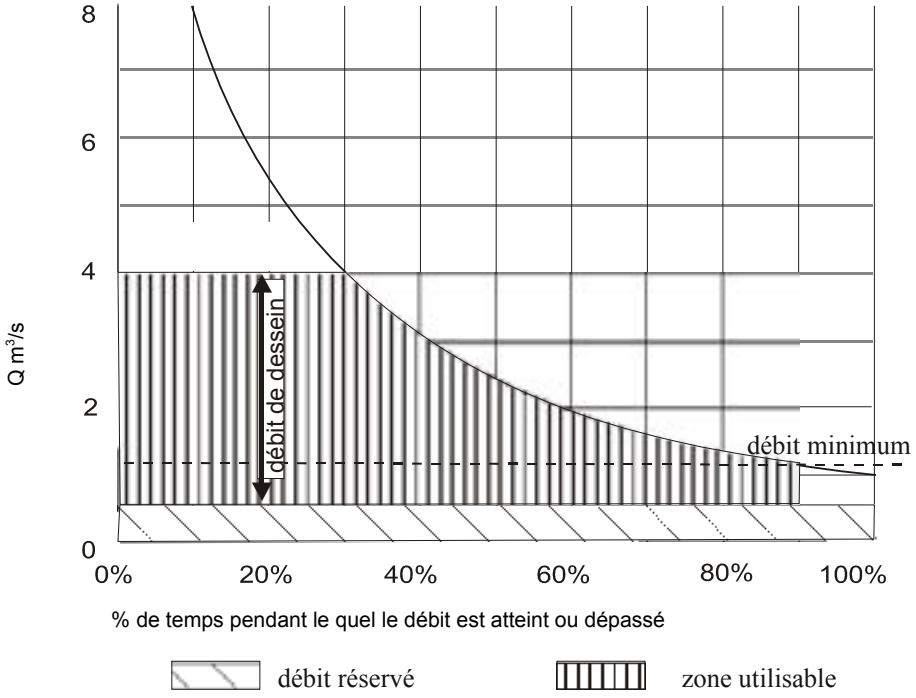
$$E = f(Q, H_n, \eta_{turbine}, \eta_{générateur}, \eta_{multiplicateur}, \eta_{transformateur}, \rho, h)$$

Où

$Q_{médian}$	=	débit médian traversant la turbine en m^3/s
H_n	=	chute nette au débit médian
$\eta_{turbine}$	=	rendement de la turbine, fonction de $Q_{médian}$
$\eta_{générateur}$	=	rendement du générateur
$\eta_{multiplicateur}$	=	rendement du multiplicateur
$\eta_{transformateur}$	=	rendement du transformateur

ρ	=	masse volumique de l'eau (1'000 kg/m^3)
h	=	nombre d'heures équivalentes de fonctionnement au débit médian

Figure 3.35 : Définition du débit réservé



La production d'énergie est calculée par intégration de la courbe des débits classés. Une manière simple de procéder est de diviser la zone utilisable en tranches verticales de largeur équivalant par exemple à 5 % du temps. La dernière bande coupe la courbe de débits classés au niveau de Q_{min} (Q_{min} étant le débit minimum techniquement turbinable). Pour chaque bande, on calcule le débit médian ($Q_{médian}$) et on relève la valeur correspondante du rendement de la turbine ($\eta_{turbine}$) sur une courbe standard ou sur la courbe garantie si la turbine est déjà connue. La production d'énergie correspondant à la bande considérée est calculée suivant l'équation :

$$\Delta E = \rho \times Q_{médian} \times g \times H_n \times \eta_{turbine} \times \eta_{générateur} \times \eta_{multiplicateur} \times \eta_{transformateur} \times h$$

La production d'énergie annuelle moyenne est alors la somme de la production d'énergie de chaque bande.

La puissance de chaque turbine (W) est donnée par le produit de son débit nominal (m^3/s) par la chute nette correspondante (m), par le rendement de la turbine, par la masse volumique de l'eau et par l'accélération de la pesanteur (voir chapitre 6.2).

Les aspects techniques liés aux turbines et autres équipements sont présentés de manière complète dans le chapitre 6 (p.e. courbes de rendement des turbines disponibles sur le marché en fonction du débit). Le tableau 3.2 donne le débit technique minimum pour les différents types de turbines en pourcentage du débit nominal. Ces limites sont indicatives.

Tableau 3.8 : Débit technique minimum des turbines

Type de turbine	**Q_{min} (% de $Q_{nominal}$)**
Francis	50
Kaplan à simple réglage	25
Kaplan à double réglage	15
Pelton	10
Turgo	20
Hélices	75

3.6.1 Variation de la chute en fonction du débit et impact sur la puissance de la turbine

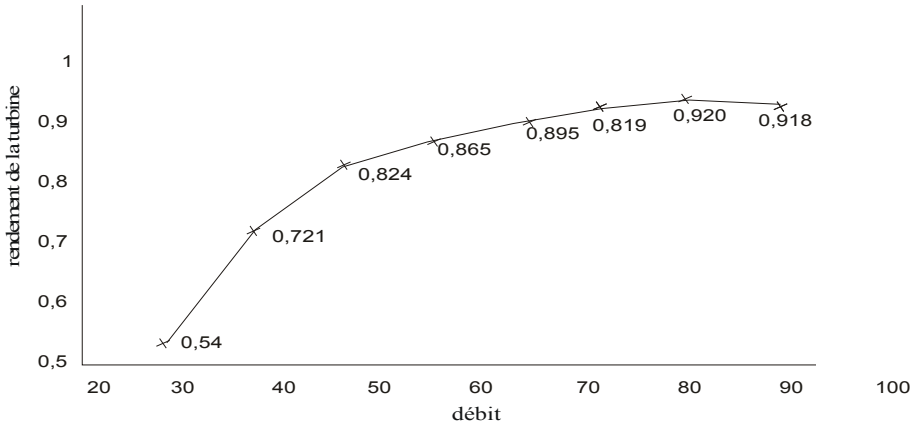
Selon le débit de la rivière et le débit traversant les turbines, la chute nette peut varier de manière importante.

Le niveau d'eau amont peut varier avec le débit. En cas de fort débit de la rivière, le niveau d'eau amont peut varier, particulièrement s'il est simplement contrôlé par un déversoir sans possibilité de régulation (sans vannes). A l'inverse, ce niveau sera minimum en période de bas débit de la rivière.

Les pertes de charge dans le système d'adduction varient avec le carré du débit. Il en résulte que plus le débit turbiné est important, plus la perte de charge est élevée. La chute nette variera donc avec le débit, raison pour laquelle il convient toujours d'indiquer à quel débit elle correspond. Remarquons par ailleurs qu'un système bien dimensionné, c'est-à-dire avec une faible perte de charge, permet de limiter l'impact relatif de cette variation.

Le niveau d'eau aval peut également varier avec le débit. Comme pour la prise d'eau, ces variations seront d'autant plus faibles que l'on dispose d'un moyen de contrôle du niveau aval, par exemple en utilisant un exutoire sous forme de bassin.

Figure 3.36 : Exemple de rendement de turbine en fonction du débit



Dans des aménagements de haute et moyenne chute, la dénivellation peut être considérée comme constante, les variations de niveaux des plans d'eau amont et aval étant faibles comparées à la hauteur de chute. Cette affirmation n'est plus correcte dans le cas des aménagements de basse chute. En effet, une variation de débit de la rivière peut impliquer une importante modification des niveaux amont et aval, ceci dans des proportions différentes. La dénivellation se trouve par conséquent profondément modifiée par rapport aux données nominales.

Si, pour une ouverture donnée, une turbine fonctionne sous une dénivellation $H_1 = Z_{Amont} - Z_{Aval}$, autre que la dénivellation nominale, le débit admis par la turbine sera :

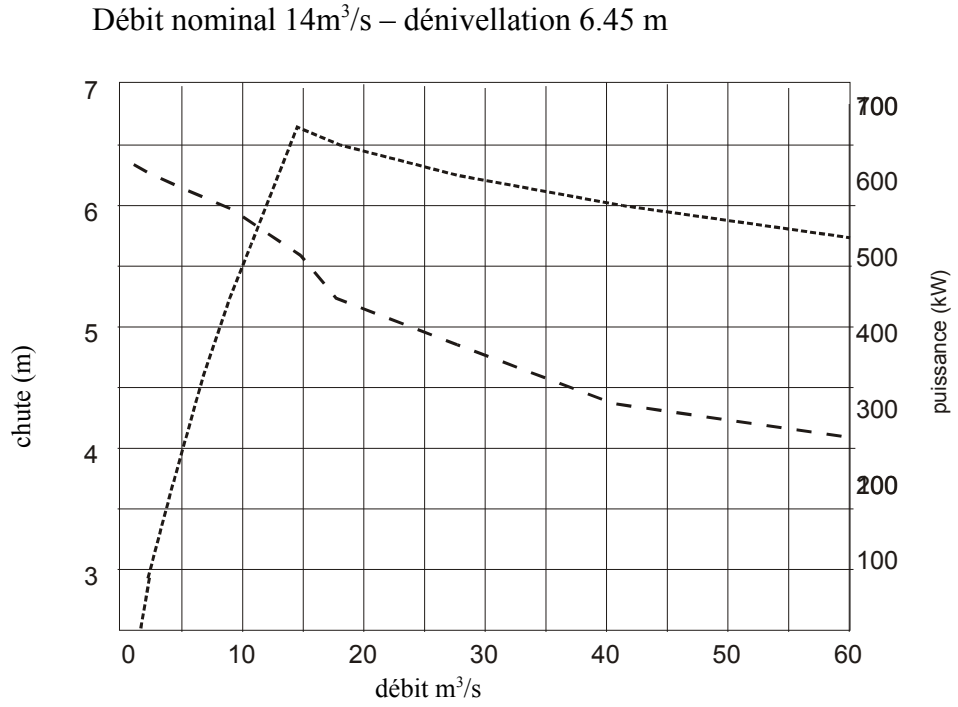
$$Q_1 = Q_d \cdot \sqrt{\frac{H_1}{H_d}} \qquad (3.7)$$

Le plan d'eau en amont est généralement maintenu au niveau de la crête du déversoir lorsque la totalité du débit de la rivière, diminué du débit réservé, passe à travers les turbines. Lorsque le débit de la rivière dépasse le débit d'équipement, le surplus passe par-dessus le déversoir. Le niveau de la prise d'eau correspond aux différents débits du déversoir et peut facilement être calculé.

Le niveau du canal de fuite est plus difficile à évaluer. Le Hydrologic Engineering Center (HEC) de l'US Army Corp of Engineers à Davis en Californie a développé un programme informatique, HEC RAS, qui peut être téléchargé gratuitement sur Internet (http://www.usace.army.mil). Bien que simple d'utilisation, les résultats dépendent toujours de la qualité des données introduites.

La figure 3.14 illustre, pour un cas réel, la variation de la chute nette en fonction du débit dans la rivière, ainsi que l'influence de celle-ci sur la puissance fournie par l'installation.

Figure 3.37 : Variation de la chute nette (en trait tillé) et de la puissance (en pointillé) en fonction du débit de la rivière



3.6.2 Production aux heures de pointe

Les tarifs de l'électricité aux heures de pointe peuvent être substantiellement supérieurs à ceux durant les autres périodes. Il est donc intéressant de disposer d'une capacité de stockage, même limitée, pour pouvoir fournir un maximum d'électricité pendant les heures de pointe. Il faut cependant remarquer que les petites centrales hydrauliques ne disposent en général pas d'accumulation supérieure à quelques heures de fonctionnement en pointe. Pour calculer ce volume, on considère:

Q_R = débit de la rivière (m^3/s)

Q_D = débit nominal (m^3/s)

Q_P = débit nécessaire pour fonctionner en heures de pointe (m^3/s)

Q_{OP} = débit nécessaire pour fonctionner hors pointe (m^3/s)

t_P = heures de pointe quotidiennes

t_{OP} = heures hors pointe ($24 - t_P$)

Q_{res} = débit réservé (m^3/s)

Q_{tmin} = débit technique minimum des turbines (m^3/s)

H = hauteur (m)

Le volume V_R est donné par :

$$V_R = 3.600 \cdot t_P \cdot (Q_P - (Q_R - Q_{res})) \quad (3.8)$$

Si le bassin doit être rempli hors heures de pointe

$$t_P\,(Q_P - (Q_R - Q_{res})) \leq t_{OP}\,(Q_R - Q_{res}) \quad (3.9)$$

Par conséquent,

$$Q_P \leq \frac{t_{OP} - t_P}{t_P}(Q_R - Q_{res}) \quad (3.10)$$

Le débit disponible pour fonctionner hors heures de pointe sera :

$$Q_{OP} = \frac{24(Q_R - Q_{res}) - t_P Q_P}{t_{OP}} > Q_{\min} \quad (3.11)$$

3.7 Puissance garantie

L'énergie garantie est définie comme celle correspondant à la puissance pouvant être fournie par une centrale durant une certaine période de la journée avec au moins 90-95 % de certitude. Un aménagement au fil de l'eau a une énergie garantie faible. Elle est dépendante du débit de la rivière et de son écoulement. Une centrale hydroélectrique ayant un stockage présente en revanche une capacité importante d'énergie garantie.

Dans un système de production incluant des aménagements de puissances diverses et où les centrales hydroélectriques sont géographiquement disséminées, comme c'est le cas en Europe, l'énergie garantie de chaque centrale prise individuellement est de peu d'importance.

Si, au contraire, un petit aménagement hydroélectrique a été conçu pour alimenter une région isolée, l'énergie garantie est extrêmement importante. Une fois l'électrification d'une région terminée, la tolérance à la pénurie d'énergie est très faible.

3.8 Crues

Le débit du cours d'eau est en quelque sorte le combustible de la centrale. Une crue représente cependant un danger potentiel pour toutes les structures construites dans les rivières. Par conséquent, l'étude hydrologique doit non seulement définir la disponibilité de l'eau pour la production, mais également la fréquence et l'amplitude des crues, afin d'identifier une crue de projet à laquelle la centrale doit être capable de résister. Celle-ci n'est pas seulement caractérisée par sa valeur de débit de pointe, mais aussi par son hydrographie complète, c'est-à-dire la distribution des débits en fonction du temps durant cet événement.

3.8.1 Crues de projet

Il est très important de faire la distinction entre la crue entrante et la capacité des déversoirs, ceci compte tenu de l'effet amortisseur non négligeable que peut avoir un réservoir.

Pour des barrages à haut risque, on considère généralement deux critères différents :

- **La crue de projet maximum** que les équipements doivent pouvoir supporter sans risque d'incidents majeur sur le barrage ou autres dommages sérieux sur les autres structures. Cette crue est généralement définie comme crue maximum probable.

- **La crue de projet permettant un fonctionnement normal** que les équipements doivent pouvoir supporter sans sortir des conditions normales de fonctionnement. Cette crue est généralement définie comme ayant une période de retour spécifique.

Par contre pour des barrages à faible ou moyen risque, les spécifications ne prennent souvent pas en compte les effets amortisseurs du réservoir. Elles indiquent que la capacité de déversoir doit être supérieure au débit de pointe d'une crue d'une période de retour donnée, typiquement entre 100 et 1 000 ans.

Les spécifications concernant la crue de projet sont habituellement précisées dans la législation nationale ou les directives industrielles, et distinguent les structures à risques élevés, moyens et faibles. Le tableau 3.3 ci-dessous donne un exemple de spécifications de crues de projet en fonction du risque présenté par la structure :

Tableau 3.9 : critères types pour une crue de projet

Structure	Crue de projet
Risque élevé	Crue de projet maximum: crue maximum probable En variante crue de 10 000 ans Crue de projet en fonctionnement normal : Crue de 1 000 ans
Risque moyen	Crue de 100 à 1 000 ans
Risque bas	Généralement, crue de 100 ans bien que dans quelques pays il n'existe aucune exigence formelle.

Par crue centennale, on considère une probabilité annuelle d'occurrence de 1/100. En d'autres termes, la période de retour est l'inverse de la fréquence probable. Dans le tableau ci-dessous, la probabilité d'occurrence sur une durée de vie de la structure est donnée en fonction de la fréquence d'occurrence :

Tableau 3.10 : Probabilité d'occurrence

Durée de vie	10 ans	50 ans	100 ans	200 ans
Fréquence (Période de Retour)				
0,01 (100)	9,6 %	39 %	63 %	87 %
0,001 (1 000)	1 %	5 %	9,5 %	18 %
0,0001 (10 000)	0,1 %	0,5 %	1 %	2 %

La période de temps de retour de la crue de projet d'un barrage donné, fait l'objet d'une optimisation économique prenant en compte le coût marginal de la capacité de déversement supplémentaire et le coût d'un accident. Elle est généralement choisie supérieure à la crue centennale, même pour des structures à faible risque.

3.8.2 Analyse statistique des données de crues

Il existe essentiellement deux méthodes pour définir une crue de projet :

- Analyse statistique des relevés de débit du cours d'eau
- Modélisation hydrologique du bassin versant

L'analyse statistique est généralement utilisée pour les structures peu importantes présentant un faible risque sur la vie et sur la société en cas de problème. Une modélisation hydrologique est nécessaire pour des barrages importants et potentiellement dangereux en cas de défaillances. L'objectif d'une telle modélisation est de déterminer une crue maximum probable pour dimensionner le barrage et le déversoir.

L'analyse de fréquence est une méthode statistique pour calculer la probabilité d'un évènement basé sur une série d'évènements antérieurs. La technique pour évaluer la période de retour de débit est simple et basée sur des enregistrements de débits annuels maxima.

Pour l'évaluation, il est nécessaire de choisir une distribution de probabilité correspondant au phénomène que l'on désire étudier.

En général, une distribution de type LogPearson III est recommandée, puisqu'elle permet des distributions de probabilité non symétrique autour de la valeur moyenne, ce qui est souvent le cas en hydrologie. Toutefois, la distribution log-normale est toujours largement utilisée. La distribution non symétrique est exprimée par un coefficient d'asymétrie. LogPearson III et le calcul de ce coefficient étant très sensibles pour des séries de données courtes, il existe des recommandations pour l'utilisation de facteurs d'asymétrie modifiés qui ne sont pas uniquement basés sur les séries de données réelles, mais incluent également une expérience générale de la région géographique spécifique.

Dans la méthode graphique, les crues annuelles sont classées par ordre d'importance et tracées ensuite sur un diagramme de probabilité correspondant à la distribution souhaitée. Généralement, les ordonnées représentent la valeur et l'abscisse la probabilité. Les données doivent s'aligner le plus possible sur une droite. Le graphique peut ainsi être utilisé pour une interpolation, une extrapolation ou une comparaison. Dans le cas d'une extrapolation, les erreurs sont amplifiées et l'interprétation doit être effectuée avec précaution.

Dans la méthode analytique, la valeur moyenne, l'écart type ainsi que le coefficient d'asymétrie (dans le cas de LogPearson III) de la valeur logarithmique des enregistrements de débit sont calculés. Basé sur la fréquence souhaitée, un facteur de fréquence est lu sur un graphique. Les logarithmes de crues correspondant à certaines fréquences sont alors calculés en prenant la valeur moyenne plus l'écart-type multiplié par le facteur de fréquence correspondant. Les logarithmes sont alors convertis en valeurs de débit annuel.

Pour un approfondissement de ces méthodes, le lecteur pourra se reporter aux manuels d'hydrologie courants.

De manière à illustrer ces propos, une crue centennale est calculée en utilisant la méthode analytique pour la distribution log-normale et LogPearson III à partir des séries de durée de débits maxima annuels suivantes :

Débit (m^3/s)	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
1970-	65	32	45	87	34	29	26	35	42	41
1980-	36	29	55	46	31	26	34	31	39	61

Les étapes sont les suivantes :

1 : Calculer la valeur logarithmique des relevés de débit

2 : Calculer la moyenne des logarithmes

3 : Calculer l'écart-type des logarithmes

(3b : Calculer le facteur d'asymétrie pour LogPearson III)

4 : Lire le facteur de fréquence pour la probabilité souhaitée (f = 0,01)

5 : Calculer le logarithme de la crue centennale

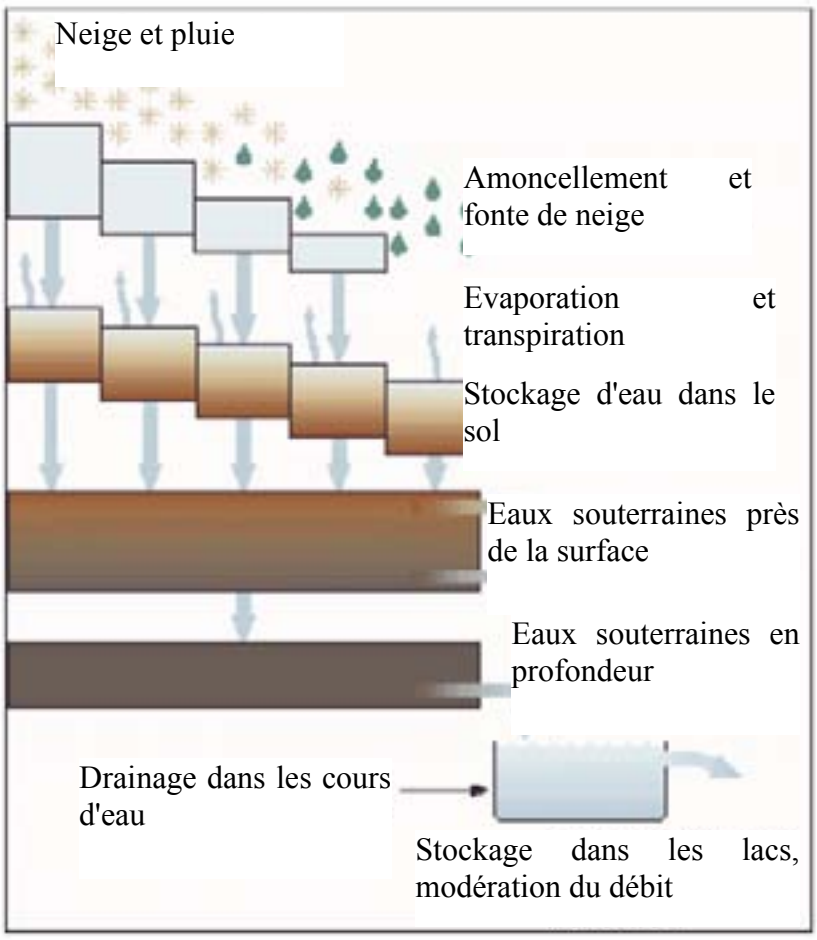
6 : Convertir le logarithme en une valeur de débit :

En utilisant la distribution Log-Normale, le débit annuel maximum centennal est évalué à 83 m^3/s, et pour la distribution Log Pearson III on obtient un résultat de presque 25 % supérieur, soit 103 m^3/s. Quelle valeur est la plus correcte ? Cet exemple montre que malgré la simplicité des méthodes, un avis professionnel est nécessaire pour déterminer la méthode adaptée et analyser les résultats en fonction du choix de la méthode.

3.8.3 Modélisation hydrologique d'un bassin versant

Afin de déterminer une crue de projet en utilisant une modélisation hydrologique, il est nécessaire d'introduire la valeur des précipitations dans un modèle hydrologique comportant différents éléments. Celle-ci est associée à d'autres facteurs critiques tels que la perméabilité et l'humidité du sol, la fonte des neiges, la quantité d'eaux souterraines, etc. Il est par conséquent indispensable de confier cette tâche à des experts.

Figure 3.38 : Composants d'un modèle hydrologique


Neige et pluie
Amoncellement et fonte de neige
Evaporation et transpiration
Stockage d'eau dans le sol
Eaux souterraines près de la surface
Eaux souterraines en profondeur
Drainage dans les cours d'eau
Stockage dans les lacs, modération du débit

Bibliographie :

1. José Llamas, "Hidrologia General. Principios y Aplicaciones". Servicio Editorial de la Universida del Pais Vasco, 1933.

2. ISO 1100-1 : 1996 "Measurement of liquid flow in open channels. Part 1: Establishment and operation of a gauging station".

3. ISO/DIS 110-2 "Measurement of liquid flow in open channels – Part 2: Determination of the stage-discharge relation" (revision de ISO 1100-2: 1982).

4. ISO 2537: 1988 "Liquid flow measurement in open channels – Rotating element current-meters".

5. ISO 955-1: 1994 "Measurement of liquid flow in open channels – Tracer dilution methods for the measurement of steady flow – Part 1: General".

6. ISO 3846: 1989 "Liquid flow measurement in open channels by weirs end flumes – Rectangular broad-crested weirs".

7. ISO 3847: 1977: "Liquid flow measurement in open channels by weirs and flumes – End-depth method for estimation of flow in rectangular channels with a free overfall".

8. ISO 4359-1983 "Liquid flow measurement in open channels : Rectangular, trapezoidal, U-shaped flumes".

9. ISO 4360: 1984 "Liquid flow measurement in open channels by weirs and flumes – Triangular profile weirs".

10. ISO 4362: 1992 "Measurement of liquid flow in open channels - Trapezoidal profile"

[1] Par Jonas Rundqvist (SERO), Bernhard Pelikan (ÖVFK), Vincent Denis (MHyLab) et Celso Penche (ESHA)

4 METHODOLOGIES D'EVALUATION DES SITES[1]

4.1 Introduction

La sélection d'un site dépend essentiellement de la dénivellation et du débit exploitable, puisque ces deux éléments doivent être réunis pour envisager la construction d'une centrale hydro-électrique.

Le chapitre 3 décrivant les différentes méthodes applicables pour déterminer le débit d'un cours d'eau, ce chapitre se limitera à la présentation des autres études nécessaires à l'évaluation d'un site potentiel.

La dénivellation (hauteur de chute brute) peut être estimée rapidement, soit par un relevé de terrain, soit en utilisant un GPS (Global Positioning System) ou encore par des techniques d'orthophotographie. L'énergie massique à disposition (ou chute nette en fonction du débit) de l'aménagement peut facilement être calculée sur la base des lois de l'hydraulique. On se référera pour cela aux chapitres 3.4.5 et 6.2.1.

Le choix de la solution technique la plus appropriée est le résultat d'un processus itératif, dans lequel topographie et sensibilité environnementale sont des aspects prépondérants. Une connaissance approfondie des lieux est nécessaire pour éviter de futurs incidents en phase d'exploitation de la centrale. Les technologies d'analyse et évaluation connaissent actuellement des transformations importantes grâce aux technologies nouvelles qui apportent une assistance appréciable à la conception du projet et à la réduction des coûts.

4.2 Cartographie

Dans les pays industrialisés, des cartes détaillées et récentes sont généralement disponibles. Le territoire de l'UE a été, ou est en train d'être digitalisé, et une cartographique à une échelle atteignant le 1:5 000 est déjà disponible. En revanche, dans les pays en développement, l'ingénieur aura de la chance s'il peut trouver des cartes au 1:25 000.

Des photographies aériennes de la topographie peuvent être substituées aux cartes si celles-ci ne peuvent être trouvées à l'échelle souhaitée. Toutefois, celles-ci diffèrent des cartes sur un aspect important. Une carte comporte une échelle variable uniformément ou de façon contrôlée qui dépend du choix du type de projection de la carte. La photographie aérienne, au contraire ne comporte pas une échelle variant de manière constante ou uniforme. Outre les imperfections dues au système optique, pouvant être considérées comme négligeables pour toutes les applications pratiques, deux facteurs majeurs sont responsables des variations d'échelle d'une photographie : le relief topographique (la terre qui, quel que soit son relief, n'est jamais horizontale) et l'inclinaison de l'axe optique de la caméra.

Toutefois, les appareils photographiques modernes suppriment la déformation provenant de l'inclinaison axiale. De plus, les photographies aériennes peuvent être visualisées de manière stéréoscopique ou en trois dimensions. L'effet stéréoscopique permet au géologue d'identifier des types de roches, de déterminer des structures géologiques et de détecter une instabilité de pente. L'ingénieur peut quant à lui rassembler des données nécessaires pour le barrage, les canaux, ou la construction de la conduite forcée.

En fonction de la précision nécessaire, les photographies numérisées peuvent être géocodées (rattachées à un système et un type de projection) et ortho-rectifiées. La déformation du système optique de la caméra est supprimée en utilisant des points de contrôle au sol à partir de cartes, de données de surveillance ou de GPS. Cette manière de faire permet de limiter les coûts de l'orthorectification des photographies aériennes. Ce procédé permet des résolutions de 30 cm à un mètre sur la base d'orthophotographies digitales.

A l'aide de ces documents, il est possible de situer la prise d'eau, de tracer le canal à ciel ouvert, la conduite forcée et de localiser la centrale, avec une précision suffisante pour les études de faisabilité. Les photographies stéréoscopiques permettent par ailleurs souvent de repérer les problèmes géologiques, particulièrement ceux concernant la stabilité du terrain.

4.3 Etudes géotechniques

La nécessité d'effectuer des études géologiques sur site est souvent sous-estimée. Dans de nombreux cas, cela entraîne des conséquences regrettables (infiltration sous le barrage, glissements de terrains, etc.), voire catastrophiques.

Fort heureusement, dans de nombreux pays, des cartes géologiques de qualité permettent, en première approche, des évaluations de la sécurité des fondations du barrage, de la stabilité des pentes et de la perméabilité du terrain. Il est toutefois conseillé de compléter ces données par un travail de terrain par forage et échantillonnage.

Les structures hydrauliques doivent être posées sur des fondations mises à niveau, ayant des pentes latérales et des épaisseurs adéquates, non sujettes à des problèmes d'instabilité. Un grand nombre de programmes de calcul de la stabilité de pente existent. Ils vont de simples approches bidimensionnelles à de sophistiquées approches tridimensionnelles, comportant une analyse graphique. La liste des erreurs possibles, particulièrement dans la configuration de canaux, est si grande, qu'une étude minimale géomorphologique du terrain est recommandée dès la première phase du projet. Le problème est particulièrement compliqué dans des aménagements de haute montagne, où la construction peut être exposée aux intempéries dans la zone de surface, tout en étant affectée par différentes caractéristiques géomorphologiques telles que glissements de terrains, solifluxion, glissements de sol rotatifs ou plans et chutes de pierres.

Le seuil et le réservoir correspondant peuvent être affectés par l'instabilité des formations de surface présentes dans la zone d'influence, la retenue d'eau pouvant elle-même affecter ces formations. Si le barrage doit être posé sur un sol non consolidé, la variation du niveau d'eau peut générer une instabilité sur les pentes humides du réservoir.

Le long du canal ouvert, de nombreuses caractéristiques géomorphologiques peuvent affecter son tracé, lesquelles, combinées à une forte pente peuvent potentiellement entraîner une instabilité. Des formations colluviales, issues de l'altération mécanique de surface de roches par les intempéries, et des processus de solifluxion, très actifs dans des environnements de haute montagne où le sous-sol est humide de manière saisonnière ou permanente, peuvent également compromettre la stabilité du canal. Des solutions de drainage ou de gunitage, peuvent, entre autres, être recommandées.

Au bout du canal, la chambre de mise en charge de la conduite forcée fait office de mini-réservoir. Les autorités exigent fréquemment que toutes les sections d'endiguement retenant l'eau soient soumises à une analyse de stabilité, quelle que soit leur configuration. Le tracé de la conduite forcée, généralement dans des zones à forte pente peut poser des problèmes d'ancrage, ainsi que d'impact visuel. En fond de la vallée, les fondations de la centrale, souvent construite sur une

ancienne terrasse alluviale, peuvent poser des problèmes qu'il est généralement possible de résoudre en utilisant des techniques comme l'injection de béton.

4.3.1 Méthodologies

De nombreuses techniques géomorphologiques peuvent être utilisées. Les plus communes sont les suivantes :

Photogéologie. Comme mentionné ci-dessus, la photogrammétrie (à des échelles de 1:10 000 à 1:5 000) permet au géologue d'identifier les types de roches, de déterminer les structures géologiques et de détecter les instabilités de pente.

Cartes géomorphologiques. Le résultat de l'analyse par photogrammétrie et les résultats de relevés sur sites peuvent être combinés sur une carte géomorphologique. Celle-ci se base sur une carte topographique et est dessinée à une échelle comprise entre 1:10 000 et 1:5 000. Une légende simple doit permettre de représenter toutes les formations de surface affectant les structures hydrauliques proposées.

Analyse en laboratoire. Les tests de laboratoire traditionnels par classification et par analyse granulométrique du sol et consolidation triaxiale facilitent la catégorisation des formations de surface. Les résultats obtenus doivent être inclus dans la carte géomorphologique.

Etudes géophysiques. Une recherche géophysique, électrique ou sismique (par réfraction) contribue à une meilleure connaissance de l'épaisseur de formation superficielle, de l'emplacement des sections de glissement de terrain, de la circulation interne d'eau, et de l'importance volumétrique des formations instables potentielles.

Analyse géologique structurelle. Bien que ce ne soit pas réellement une technologie géomorphologique, celle-ci peut aider à résoudre des problèmes relatifs au bassin hydrologique et lorsque l'on a recours à des galeries d'amenée en tunnel. La stabilité de la roche et les infiltrations dans la fondation des structures hydrauliques sont des problèmes qui peuvent être identifiés par cette méthode, évitant des incidents importants en phase d'exploitation.

Forages. Cette méthode n'est pas habituelle pour les petits aménagements hydroélectriques. Toutefois, lorsque le barrage ou le seuil doit être construit sur des strates non consolidées, un programme de forage, suivi par des tests en laboratoire sur des échantillons est nécessaire. Certains de ces tests recommandés sont :

- Tests de perméabilité, tels que le test de Lugeon ou de Basse Pression, pour définir la circulation d'eau dans les fondations.

- Des tests de laboratoire pour déterminer la résistance à la compression des échantillons afin de définir leurs caractéristiques de consolidation.

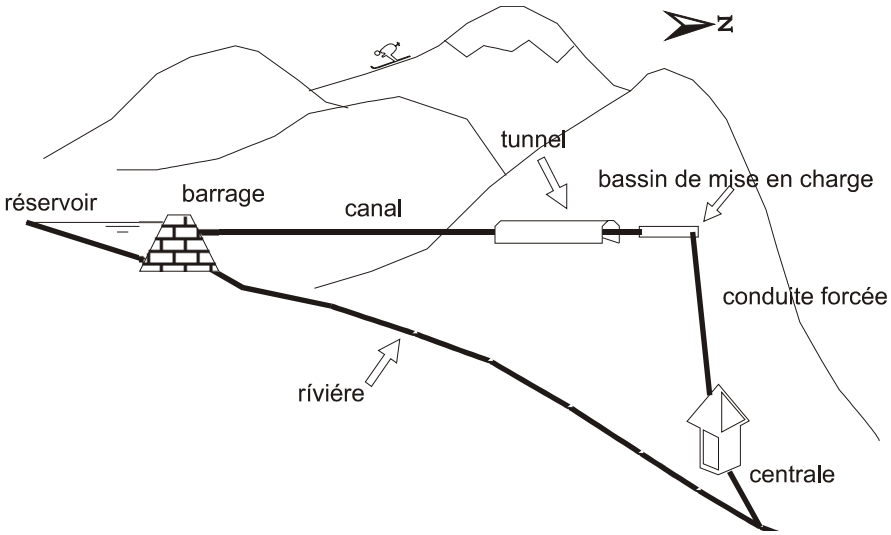
Complétant les tests ci-dessus, un essai sismique de réfraction géophysique permettant de définir le module de déformation dynamique de la roche en profondeur peut être recommandé dans le cas de barrages élevés.

4.3.2 Méthodologies: étude de cas

Un court rapport sur les techniques géomorphologiques utilisées pour l'aménagement de Cordiñanes, situé en montagne dans le Massif Central des Picos de Europa (León, Espagne) aidera à démontrer l'intérêt des études mentionnées ci-dessus. La figure 4.1 représente schématiquement le site comportant :

- Un seuil de 11,5 m de haut depuis les fondations
- Un réservoir de 60 000 m^3
- Un canal à écoulement libre de 2475 m de long, dont 776 m en galerie
- Un bassin de mise en charge à l'extrémité du tunnel
- Une conduite forcée de 1,4 m de diamètre et de 650 m de long pour une dénivellation de 190 m
- Une centrale

Figure 4.39 : Représentation schématique du site

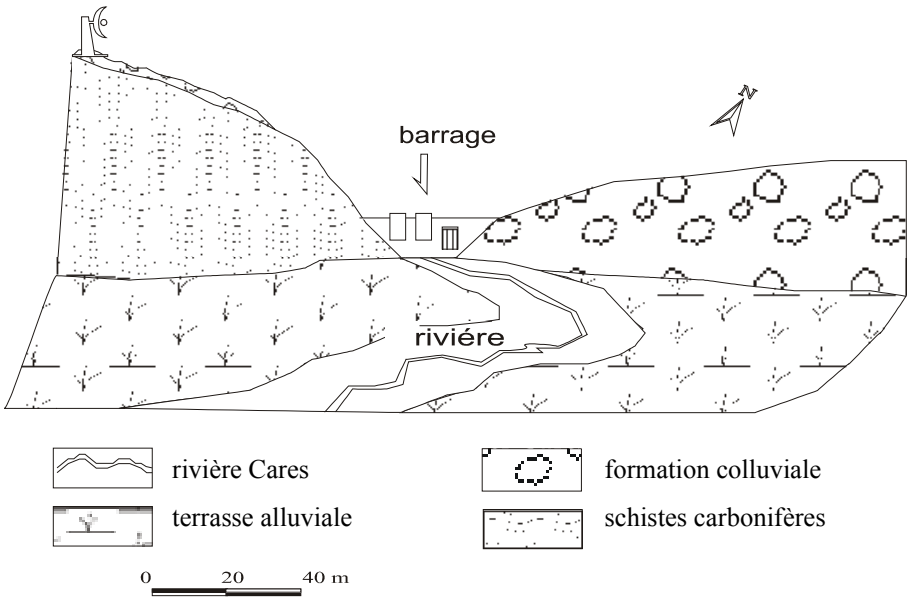


4.3.2.1 Le barrage

Des réglementations internationales exigent une analyse de stabilité du sol, sur lequel reposeront les fondations, en cas de faille potentielle ou de glissement. Si nécessaire, des forages supplémentaires peuvent être demandés.

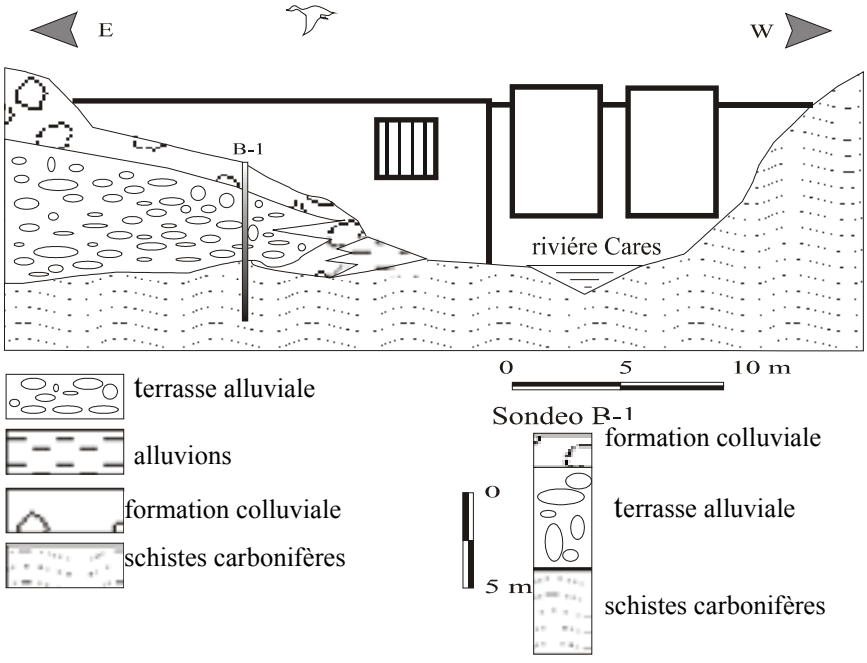
La figure 4.2 montre l'emplacement du barrage et illustre les structures entièrement différentes des deux rives : celle de gauche, plus raide, est formée de bandes de schiste verticales; tandis que celle de droite, moins raide est une formation colluviale.

Figure 4.40 : Emplacement du barrage et structures des deux berges



La figure 4.3 illustre la complexité géologique du site. Le forage B-1 indique, par exemple, l'existence d'une terrasse alluviale sous la formation colluviale. Chaque type de sol se comportera différemment selon les sollicitations induites par les fondations du barrage.

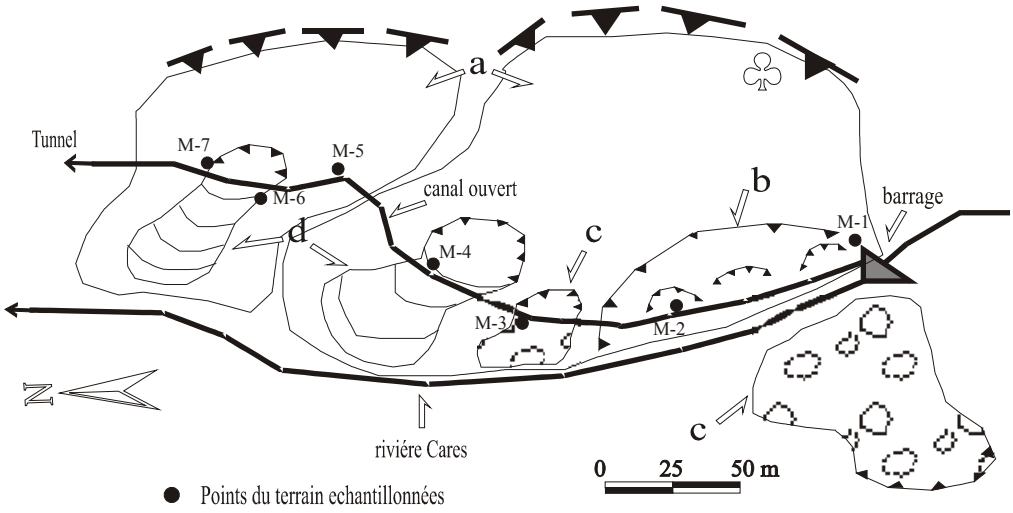
Figure 4.41 : Section géologique de la formation colluviale



4.3.2.2 Le canal à ciel ouvert

La figure 4.4 représente un aménagement géomorphologique d'un tracé de canal. Deux grandes zones instables indépendantes (b et c) peuvent être vues sur le côté droit de la rivière. Les photographies 4.1 et 4.2 montrent une vue générale de la pente latérale droite et un détail d'une des instabilités locales générées durant les travaux d'excavation. La photographie 4.3 montre un des escarpements glissants avant le début des travaux.

Figure 4.42 : Aménagement géomorphologique d'un traçage de canal



a) Instabilité générale
b) Cicatrices
c) Alluvionnement des roches
d) Solifluxion

Photographie 4.3 : Vue générale de la pente latérale droite

Photographie 4.4 : Instabilités locales générées durant le travail d'excavation

Photographie 4.5 : Un des escarpements glissants existants avant le début des travaux

Les fondations du canal doivent répondre à deux critères :

- Stabilité : Les canaux sont des structures rigides et ne permettent pas de déformations.
- Perméabilité : Les canaux ne supportent pas de contre poussées.

Les études géologiques visent à établir les recommandations permettant d'éviter des tassements dans le canal et à définir un drainage adéquat pour éviter la contre poussée.

4.3.2.3 Le canal en galerie

La construction de la galerie doit prendre en compte les éléments suivants :

- Le type d'excavation, conditionné par les formations géologiques qu'il faudra traverser (massif rocheux ou formation superficielle).

- La stabilité et l'étanchéité de la galerie.

Par conséquent, les formations géologiques du massif devant être traversé doivent être connues en détail.

La photographie 4.4 montre une vue des colluvions de Cordiñanes, sous lesquels passe la galerie. La figure 4.5 montre une coupe schématique de la galerie sous les colluvions et la figure 4.6 représente la couche de béton s'adaptant à sa section finale.

Photographie 4.6 : Vue des colluvions de Cordiñanes, sous lesquels passe la galerie

Figure 4.43 : Coupe schématique de la galerie sous les colluvions

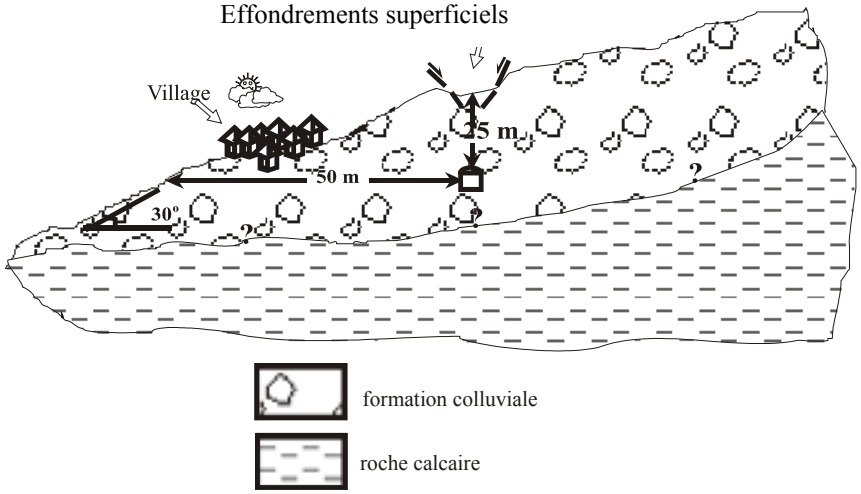
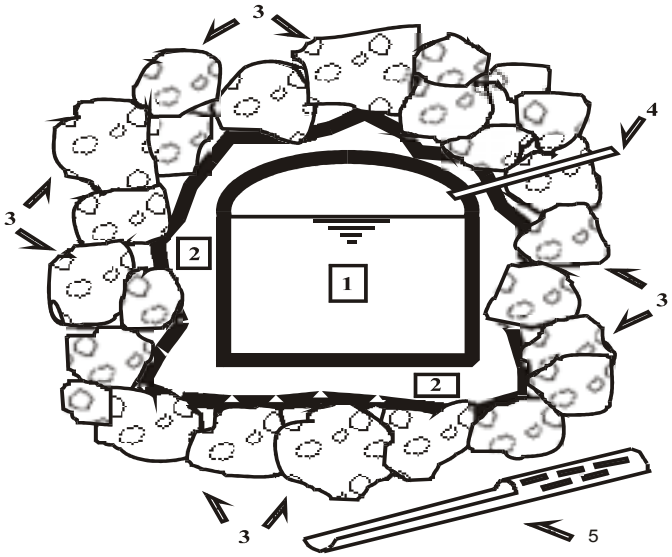


Figure 4.44 : Finition en béton définissant la section finale de la galerie



1. Canal dans le tunnel
2. Ciment injecté
3. Formation colluviale
4. Drain
5. Détail de la conduite du drainage

Les travaux d'excavation ont été extrêmement difficiles en raison de la grande variété et de l'hétérogénéité des blocs, qui allait de simples pierres à des rochers de plusieurs mètres cube. Les caractéristiques du terrain rendaient ici inadaptée l'utilisation de charges explosives importantes. De plus, l'utilisation d'un tunnelier n'était pas réalisable. L'excavation a dû être réalisée mètre par mètre en utilisant de petites charges explosives pour réduire la taille des blocs qui ne pouvaient être manipulés (Photographie 4.5).

Photographie 4.7 : Vue de la galerie en travaux

Le bétonnage a également présenté des difficultés. La zone 2 sur la figure 4.6 a été remplie par injection de coulis. Cette dernière, englobant la structure de la galerie, a également permis de renforcer le terrain adjacent. Celui-ci étant très perméable, un système de drainage a été installé de manière à éviter les pressions latérales et les contre-poussées.

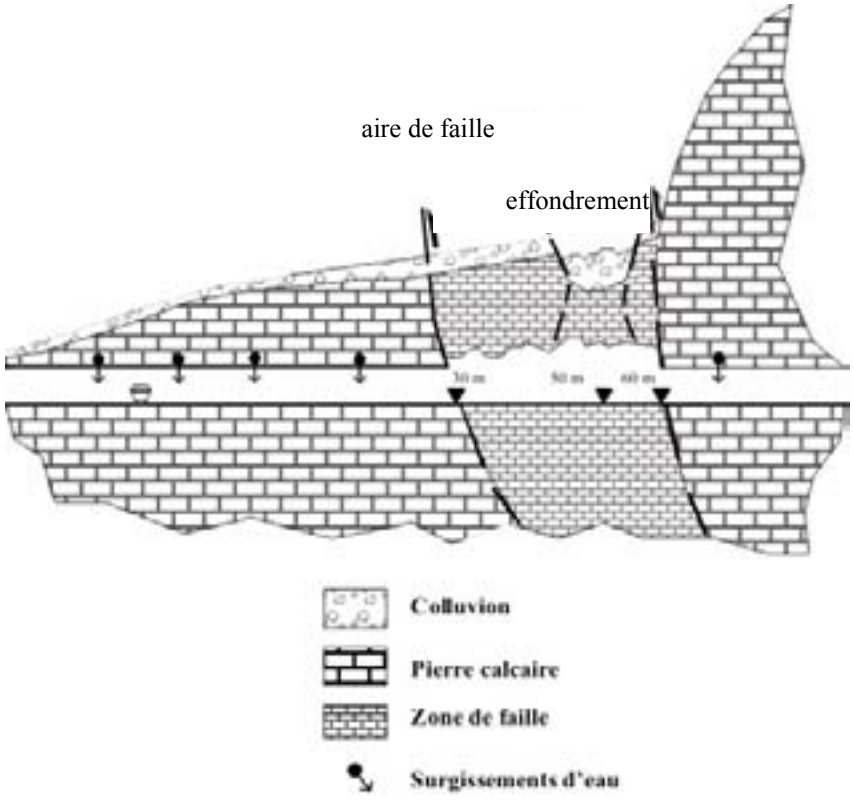
La construction de galeries à travers des massifs rocheux doit prendre en compte deux caractéristiques géologiques importantes :

- La variation lithologique le long du tracé, laquelle influence de manière décisive la méthode de construction à utiliser.

- La stabilité structurelle du massif le long du tracé. Même si le massif est cohérent de manière lithologique, la distribution des discontinuités potentielles des plans de stratification, joints et fissures sera loin d'être homogène. La connaissance de toutes ces discontinuités doit être basée sur une étude géologique structurelle détaillée.

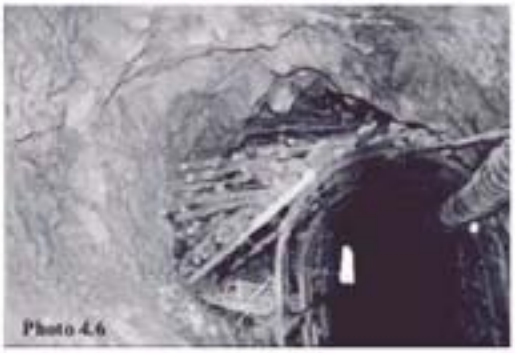
En plus des relativement petites discontinuités évoquées ci-dessus, le concepteur de l'aménagement devra également prendre en compte les grandes discontinuités tectoniques – grands plissements de couche, failles, failles inversées – qui n'affectent pas seulement le travail lui-même, mais également l'exploitation future de la galerie.

Figure 4.45 : Faille présente dans la galerie de La Rienda



La figure 4.7 représente une faille, présente dans la galerie de La Rienda, seconde partie de la galerie de Cordiñanes proche de la chambre de mise en charge. En raison des efforts et des déformations supportées dans le passé par cette masse rocheuse, les roches trouvées à l'origine étaient entièrement altérées. Son comportement relativement à cette excavation a été très différent de celui du reste du massif. Grâce à la connaissance de cette faille, le tunnel a pu être excavé sans incidents. Comme le présentent les photographies 4.6 et 4.7, la structure de renfort utilisée durant la construction du tunnel a été très différente dans cette zone par rapport à celle utilisée pour les autres secteurs.

Photographie 4.8 : Vue du bétonnage de la galerie



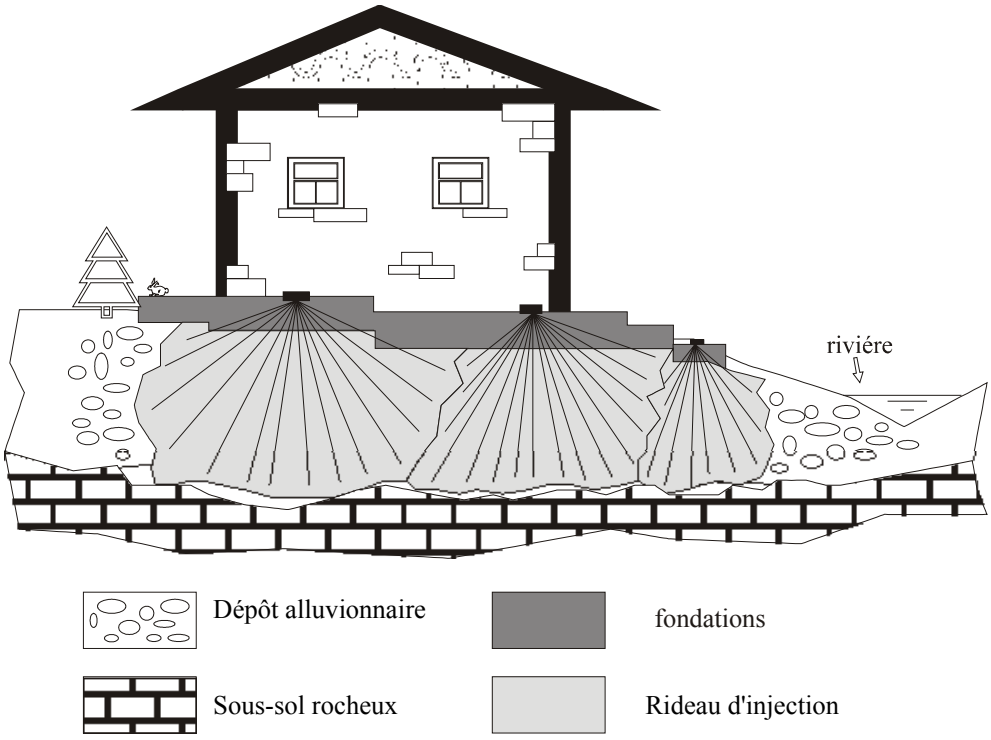
Photographie 4.9 : Vue du bétonnage de la galerie

4.3.2.4 La centrale

Si les fondations de la centrale reposent sur de la roche, le travail d'excavation va éliminer la couche superficielle exposée aux intempéries. Si, par contre, l'usine est située sur une terrasse alluviale près du bord de la rivière qui n'offre pas de bonnes fondations, le sol doit être renforcé.

L'injection de ciment traditionnelle présente quelques difficultés et, dans de nombreux cas, les résultats ne sont pas satisfaisants lorsque le terrain est aussi hétérogène et perméable que sur une terrasse alluviale. Une nouvelle technique d'injection, le jet grouting, peut garantir la consolidation du terrain en remplaçant les sédiments alluviaux par un rideau d'injection. Cette technique, largement utilisée par le DOE (Department of Energy, USA) pour éviter l'infiltration de déchets toxiques dans les réservoirs de stockage souterrain, est toutefois très coûteuse. La figure 4.8 représente schématiquement les résultats de ce procédé appliqué à une centrale hydro-électrique.

Figure 4.46 : Résultats de l'opération d'injection de ciment



4.4 Analyse des échecs

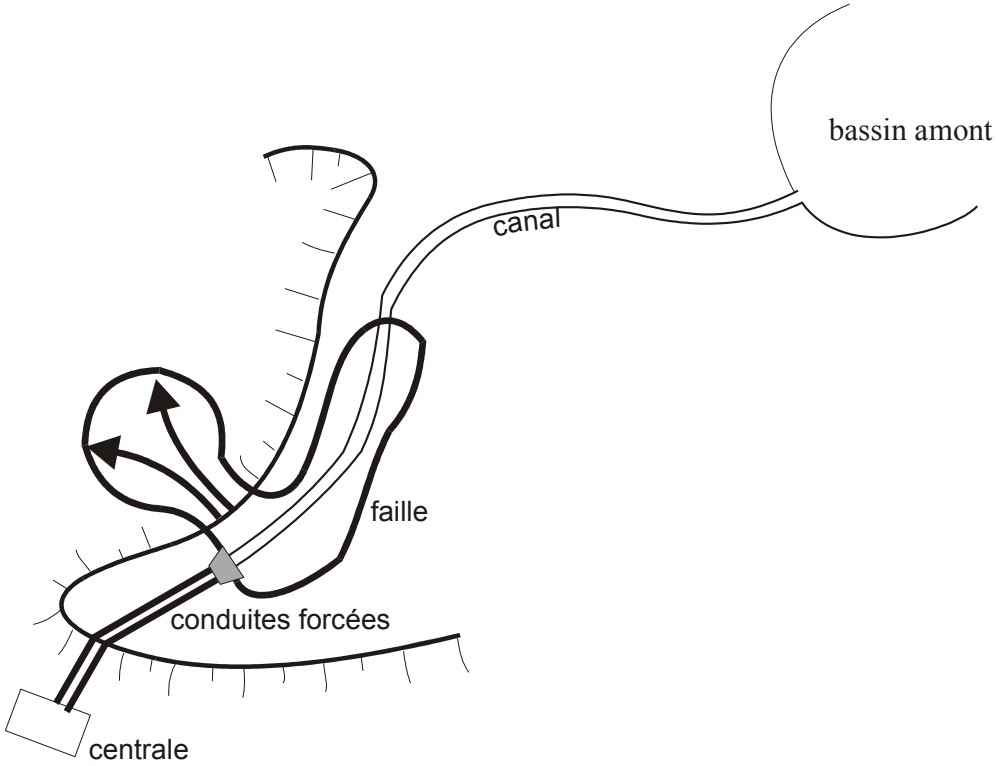
Deux experts reconnus, Bryan Leyland (Nouvelle-Zélande) et Freddy Isambert (France), ont présenté à la Conférence HIDROENERGIA 95 deux documents traitant de l'analyse d'échecs dans le domaine de la réalisation et l'exploitation des petites centrales hydroélectrique. M. Leyland, citant Winston Churchill ("Celui qui ignore l'histoire est condamné à la répéter") affirme que si l'on ne veut pas répéter les erreurs des autres, les raisons de leurs erreurs doivent être analysées et comprises. Selon M. Isambert, "des études de cas ont démontré qu'un nombre trop important de petites centrales hydroélectriques se sont avérées inexploitables à cause de leur conception, de leur construction ou de leur mode d'exploitation". Les auteurs ont présenté plusieurs exemples d'aménagements dont la mise en œuvre n'a pas abouti, ou dont le fonctionnement n'a pas pu être pérennisé, entraînant une perte importante d'argent et de temps.

Les quatre exemples qui suivent sont tirés des écrits de MM. Isambert et Leyland, ainsi que de la publication de l'**ASCE** ""Lessons Learned from the Design, Construction and Operation of Hydroelectric Facilities" (Leçons tirées de la conception, la construction et l'exploitation d'aménagements hydroélectriques), dont 28 concernent des aménagements d'une puissance inférieure à 10 MW. Ceux-ci démontrent qu'il est indispensable d'étudier en profondeur la stabilité de canaux et les effets de la contre poussée sur les structures hydrauliques.

Canal de Ruahihi (Nouvelle Zélande)

Comme le représente la figure 4.9, l'aménagement comprenait un canal de 2 000 m implanté le long d'une pente latérale, excavé dans de l'ignimbrite douce (matériaux solides d'explosion volcanique) et recouvert d'un type d'argile volcanique. Il débouchait sur 750 m de conduite forcée en ciment et acier.

Figure 4.47 : Aménagement de Ruahihi



Des matériaux cendreux ont séché et se sont craquelés durant la construction. En raison de leurs caractéristiques inhabituelles, les fissures ne se sont pas rebouchées lorsque le canal a été mis en eau, causant des infiltrations en dessous de l'ignimbrite. Lorsque celles-ci ont été constatées, des conduites de drainage ont été installées dans le bas de la pente. Cela a non seulement dissimulé la cause du problème mais l'a également accentué en facilitant l'écoulement de l'eau et la formation de cavernes par lavage des sols.

Un jour après l'ouverture officielle de l'installation, une grande section du canal s'est subitement effondrée. La photographie 4.8 illustre l'amplitude de la catastrophe.

De nombreuses options de réhabilitation ont alors été examinées et il s'est finalement avéré que la seule qui soit viable était de remplacer la section effondrée du canal par 1 100 m de conduite forcée, augmentant ainsi la longueur totale 750 m à 1850 m. Il était dès lors nécessaire de limiter les surpressions dues aux coups de bélier, les conduites en ciment d'origine ne pouvant supporter qu'une surpression très réduite.

Photographie 4.10 : Les effets des infiltrations sous le canal

Il a donc été nécessaire de modifier les soupapes de décharges et les vannes d'entrée afin de limiter la surpression dans la conduite à 3% au maximum. La construction d'une cheminée d'équilibre n'a pas été possible, le sol ne pouvant pas supporter son poids. Fort heureusement, l'excellente coopération avec le fournisseur des équipements a permis de terminer la réhabilitation en avance et en dessous du budget.

Les leçons de cet échec sont :

- les caractéristiques des matériaux volcaniques sont hautement variables et souvent indésirables; une analyse des sols et des risques aurait dû être faite,

- lorsque des fuites sont identifiées sur un canal, il faut s'assurer d'avoir identifier le problème et ses causes, avant de choisir et d'appliquer une solution,

- lorsqu'il semble inévitable d'abandonner une installation effondrée, pensez même à ce qui vous semble impossible. Il ne peut pas y avoir grand-chose à perdre !

La Marea (Espagne)

L'installation de La Marea comporte une turbine Francis de 1 100 kW pour un débit de 1,3 m^3/s et une chute de 100 m. Les figures 4.10 et 4.11 donnent un description schématique de l'aménagement, lequel inclut un petit barrage sur le Rio Marea, muni d'une passe à poissons.

Depuis la prise d'eau, un canal rectangulaire construit en béton armé (section de 3 x 2 m) est suivi par un autre canal en tunnel de 600 m de long. Celui-ci débouche dans un réservoir construit pour stocker de l'eau pour les heures de pointe. Réalisé en compressant un mélange de sable et d'argile, il s'est malheureusement avéré insuffisamment étanche à l'eau. Depuis ce réservoir, un autre canal, construit à l'aide de sections préfabriquées en béton et acier, achemine l'eau vers la chambre de mise en charge, située 100 m au-dessus de la centrale.

Figure 4.48 : Profil en long de l'aménagement de La Marea

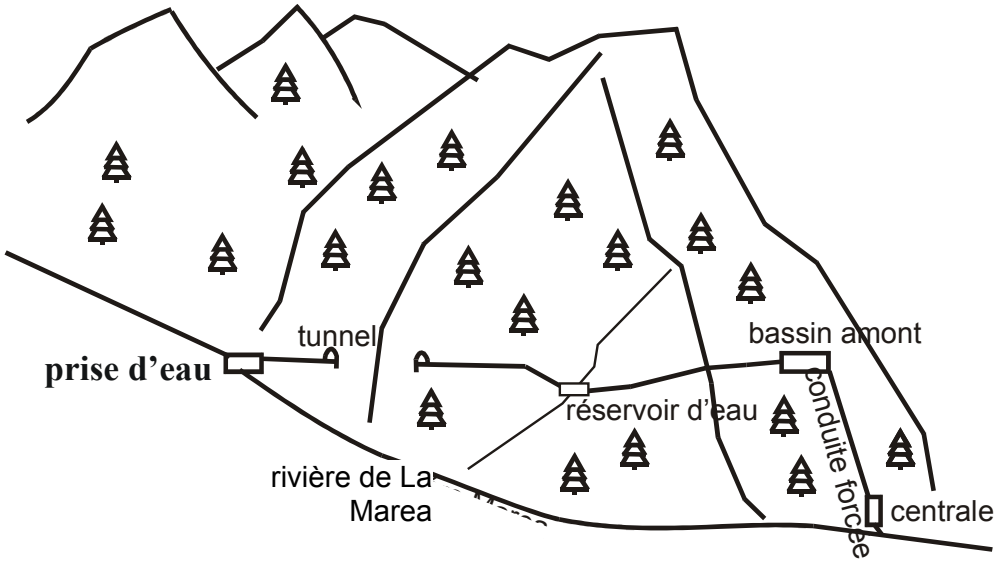
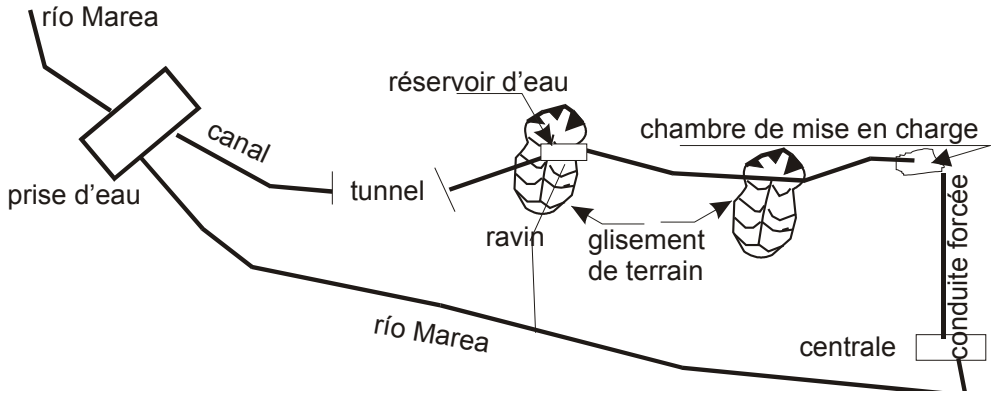


Figure 4.49 : Vue en plan de l'aménagement de La Marea



Le canal est implanté sur une pente raide et repose sur du grès fortement exposé aux intempéries. Par deux fois, une forte pluie s'est abattue sur le canal durant sa construction et durant sa mise en service. Immédiatement après la mise en eau, le réservoir s'est rempli et de l'eau a commencé à s'infiltrer dans le terrain. Le grès détrempé n'a pas pu résister à la contrainte tangentielle et un glissement de terrain a rompu la base du réservoir (photographie 4.9). Des masses importantes de matériel ont atteint la rivière et ont été entraînées jusqu'à la côte. Le réservoir a été reconstruit en béton armé, bien que ceci n'ait pas été d'une grande utilité jusqu'à ce jour.

Par la suite, la section préfabriquée du canal a commencé à fuir. Le terrain a été saturé en eau et, incapable de résister aux contraintes tangentielles, s'est effondré en un glissement rotatif, emportant environ 200 m de canal. Ceux-ci ont dû été remplacés par une conduite à basse pression, réalisée en acier soudé. Celle-ci passe sous un bassin de stockage quotidien, rendu étanche par un film thermoplastique, et rejoint la chambre de mise en charge.

Photographie 4.11 : Bassin de La Marea

Les leçons tirées sont :

- Le grès exposé aux intempéries donne de mauvais résultats en cas de glissement de terrain, particulièrement sur des pentes ayant un angle supérieur à 35º par rapport à l'horizontale.

- Les canaux hydrauliques doivent être construits de manière étanche et un système de drainage doit être prévu, de sorte que les fuites n'affectent pas le terrain.

- Le long d'une pente raide, le remplacement d'un canal ouvert par une conduite à basse pression peut constituer la meilleure solution, celle-ci étant étanche à l'eau et son ancrage sur la pente n'exigeant que quelques points fixes.

Infiltration sous un barrage (France)

Ce cas concerne le petit barrage d'une installation de 600 kW, constitué d'un aqueduc enterré, d'une conduite forcée et d'une usine. Le personnel exploitant ayant remarqué une fuite mineure en aval du pied de barrage, le réservoir a été vidé et une tranchée excavée, de manière à pouvoir examiner le contact entre la structure et la fondation. On a dès lors pu observer qu'un passage s'était formé entre l'amont et l'aval du barrage (photographie 4.11), et que ses fondations reposaient sur des dépôts perméables non protégés. A terme, le barrage aurait fini par s'effondrer consécutivement au minage de ses fondations.

Le manque d'analyse géomorphologique et une révision inappropriée de la conception et de la construction du barrage auraient pu déboucher sur une catastrophe locale.

Photographie 4.12 : Seuil affouillé par des infiltrations

Photographie 4.13 : Seuil affouillé par des infiltrations

<u>Canal d'amenée dans un aménagement à basse chute de 2 MW</u>

Le canal d'amenée - 5 m de large et 500 m de long - longe de la rivière, laquelle était réputée pour avoir connu de fréquentes crues rapides. Lors d'un crue centennale, les turbines ont été arrêtées et toutes les vannes fermées. Le canal d'amenée s'est presque entièrement vidé par fuites et il a été détruit par contre poussée induite par la crue (Photographie 4.12).

Dans ce cas, les causes du problème étaient une mauvaise prise en compte de l'hydrologie et de la stabilité des structures ayant conduit à une conception inappropriée.

Photographie 4.14: Canal détruit par une pression d'élévation

Il existe de nombreux autres cas qui pourraient être décrits pour démontrer les conséquences d'une mauvaise évaluation de certains paramètres en phase de conception ou de construction.

De telles études de cas montrent que le nombre et la diversité des paramètres pouvant entraîner un accident sont élevés. Elles prouvent par ailleurs que la conception, la construction et la supervision de tels aménagements doivent impérativement être confiés à des entreprises et ingénieurs spécialisés et compétents. Elles illustrent parfaitement l'adage que le bon marché est toujours cher et que les études les plus chères sont celles que l'on n'a pas faites !

---

[1] Par Luigi Papetti (Studio Frosio), Jonas Rundqvist (SERO) et Celso Penche (ESHA)

5 STRUCTURES HYDRAULIQUES[1]

5.1 Introduction

Une centrale hydroélectrique est composée d'un certain nombre d'ouvrages, dont la conception va dépendre du type d'aménagement, des conditions locales, de l'accès aux matériaux de construction et également des traditions de construction locales du pays ou de la région. Les ouvrages ci-dessous sont communs aux aménagements hydrauliques :

- Ouvrage de diversion
    - Barrage
    - Déversoir
    - Organes de dissipation d'énergie
    - Passe à poissons
    - Organes de dotation (débit résiduel ou réservé)
- Système d'acheminement d'eau
    - Prise d'eau
    - Canaux
    - Tunnels
    - Conduites forcées
    - Usine

Le présent chapitre décrit les aspects liés à la conception de ces ouvrages et aux solutions qui leur sont communes.

5.2 Barrages

Les barrages et les déversoirs ont pour fonction principale de détourner l'écoulement d'une rivière dans un système d'acheminement d'eau en direction de la centrale. Ils peuvent également produire une chute supplémentaire et fournir une capacité de stockage. Le choix d'un type de barrage dépend principalement des conditions topographiques et géotechniques locales. Par exemple, s'il n'y a pas de phonolite à une profondeur d'excavation raisonnable, des structures rigides telles que les barrages en béton, sont peu adaptées. A l'inverse, pour des vallées étroites, il peut être difficile de trouver l'espace nécessaire pour les évacuateurs de crue séparés, et l'utilisation des barrages en béton peut être retenue en raison de leur capacité à intégrer des évacuateurs dans leur corps.

Dans les pays nordiques, l'ère glacière a laissé de grandes vallées ouvertes et de la moraine en grande quantité. La grande majorité des barrages est donc de type en remblai avec un noyau central

étanche en moraine. A l'inverse, il n'existe pas d'argiles naturelles dans le sud des Alpes qui soient appropriées et en grande quantité pour des noyaux étanches de barrages. De plus, la topographie en de nombreux lieux favorise les barrages en béton.

Selon le CIGB (Comité International des Grands Barrages), un barrage est considéré comme « petit » lorsque : sa hauteur, mesurée à partir de son niveau de fondation jusqu'à sa crête n'excède pas 15 m, la longueur de crête est inférieure à 500 m et le volume d'eau stocké est inférieur à 1 million de mètres cube. Ces paramètres sont relativement importants en raison des procédures administratives complexes souvent associées à la construction de grands barrages.

A l'échelle mondiale, les barrages en remblai sont les plus courants, en partie en raison de leurs caractéristiques :

- Adaptation à un large éventail de conditions de fondation.
- Utilisation de matériaux naturels, qui peuvent souvent être trouvés au niveau local, limitant les besoins de longs transports.
- Processus de construction pouvant être continu et hautement mécanisé.
- Conception extrêmement flexible quant aux choix de matériaux de remplissage.

Les inconvénients des barrages en remblai sont dus au fait qu'ils sont sensibles au déversement et aux fuites, ainsi qu'à l'érosion dans le corps du barrage et de sa fondation. Le taux de défaillance des barrages en remblai est supérieur à celui des barrages de béton.

Les barrages de béton ont par contre des inconvénients qui correspondent aux avantages des barrages en remblai :

- Ils exigent certaines conditions par rapport aux fondations.
- Ils exigent le traitement de matériaux naturels pour s'agréger au site et l'utilisation de grandes quantités de ciment. Ils nécessitent un processus de construction intensif et irrégulier, entraînant des coûts élevés à l'unité.

D'un autre côté, les barrages de béton ont certains avantages :

- Ils conviennent à la plupart des échelles topographiques, c'est-à-dire aux vallées larges ou étroites, à supposer que les conditions de fondation soient bonnes.
- Ils ne sont pas sensibles au déversement.
- Un déversoir peut être placé au niveau de la crête, et si souhaité, sur toute la longueur du barrage.
- Des chambres ou des galeries pour un drainage, des travaux de tubage ou des travaux annexes peuvent être facilement réalisés dans le corps du barrage.
- Les usines peuvent être placées en pied de barrage.

Le développement du barrage en enrochement avec masque amont en béton (Concrete Faced Rockfill Dam, CFRD) supprime la plupart des inconvénients des digues en enrochements et noyau

argileux. En particulier, la sensibilité aux fuites et à l'érosion est réduite, et la dépendance à un bon matériau de noyau est supprimée.

Le développement du barrage en béton compacté au rouleau (BCR), appelé Roller Compacted Concrete Dams en anglais (RCC) introduit un processus de construction hautement mécanisé et continu, ainsi que des coûts à l'unité bas.

Les nouveaux grands barrages sont presque toujours de conception CFR et BCR.

5.2.1 Barrages en remblai

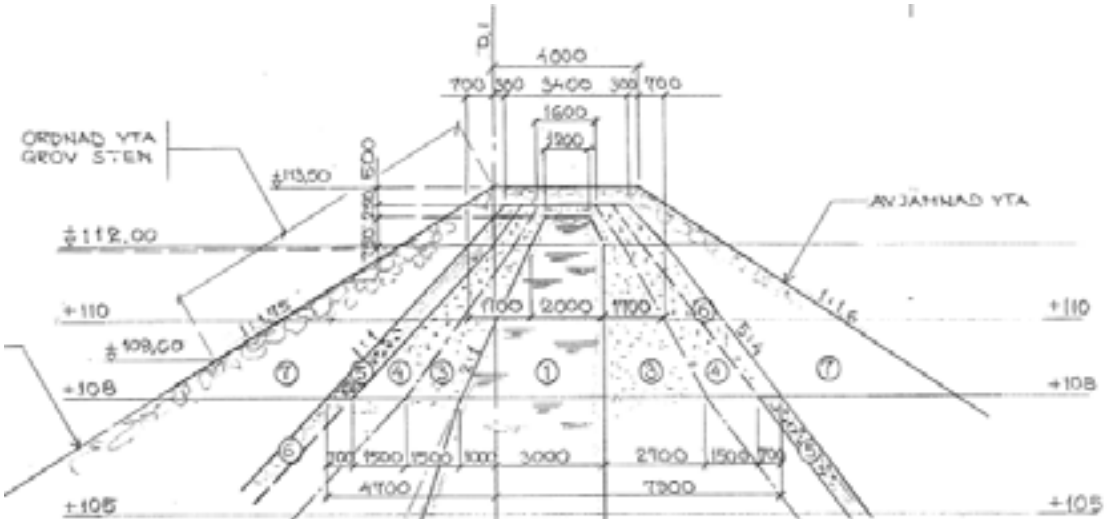
Barrages homogènes : Ces barrages sont utilisés pour des hauteurs réduites (< 4 m) et souvent comme barrages secondaires. Pour des raisons de sécurité du barrage, un drainage est presque toujours réalisé.

Barrages en remblai par zone : Ceux-ci sont réalisés pour des hauteurs de 4 m et plus. Les constructions sont extrêmement sensibles à la conception et la construction. Il est par conséquent essentiel d'engager des consultants et constructeurs qualifiés et d'exiger des ingénieurs de supervision des travaux expérimentés. Les composants critiques de ces barrages sont le noyau, les zones de transition (filtres) entourant le noyau et la capacité de drainage en pied de barrage (voir figure 5.1).

Barrages en remblai avec membrane : Les membranes peuvent être de différents types et peuvent être situées devant l'enrochement ou verticalement au centre de l'enrochement.

Ces membranes peuvent être en béton (comme pour les CFRD), en asphalte (type norvégien) ou sous la forme de géomembrane sur la face amont.

Figure 5.50 : Barrage en remblai constitué de différents matériaux avec noyau de moraine



Les barrages en remblai sont souvent classés selon le matériel de remplissage principal par exemple les barrages en enrochements en vrac ou les barrages en terre.

5.2.2 Barrages en béton

Généralement, les barrages en béton sont catégorisés selon leur équilibre statique et correspondent à l'une des catégories suivantes :

Barrages-poids : La stabilité de ceux-ci est dépendante de leur propre masse. Leur section transversale est triangulaire afin de fournir une répartition de stabilité et de contraintes adéquate par rapport au plan de fondation. La partie supérieure est rectangulaire pour fournir une largeur de crête adéquate à l'installation et au transport.

La conception inclut une analyse de stabilité (glissement et renversement), une étude des contraintes, une analyse de la température durant la construction pour éviter une fissuration, une étude des contre poussées sous le barrage, etc. La photographie 5.1a (gauche) représente un barrage-poids construit en BCR. Notez les caractéristiques de la pente échelonnée en aval.

Barrage à contreforts : Ceux-ci sont constitués d'une face en amont continue divisée en sections verticales, séparées par des joints de dilatation, chaque section étant supportée par un contrefort. Les sections transversales sont similaires à celles des barrages-poids. Dans des climats froids, la face amont peut être sensible au gel, endommageant le béton. Pour cette raison, les barrages à contrefort dans de telles régions sont souvent couverts à l'aval de manière à limiter les effets du climat. La photographie 5.1b (droite) représente un exemple de barrage à contrefort. Notez que l'évacuateur possède une structure similaire.

Photographie 5.15 : Exemples de barrage-poids BCR (a) et de barrage à contreforts (b)

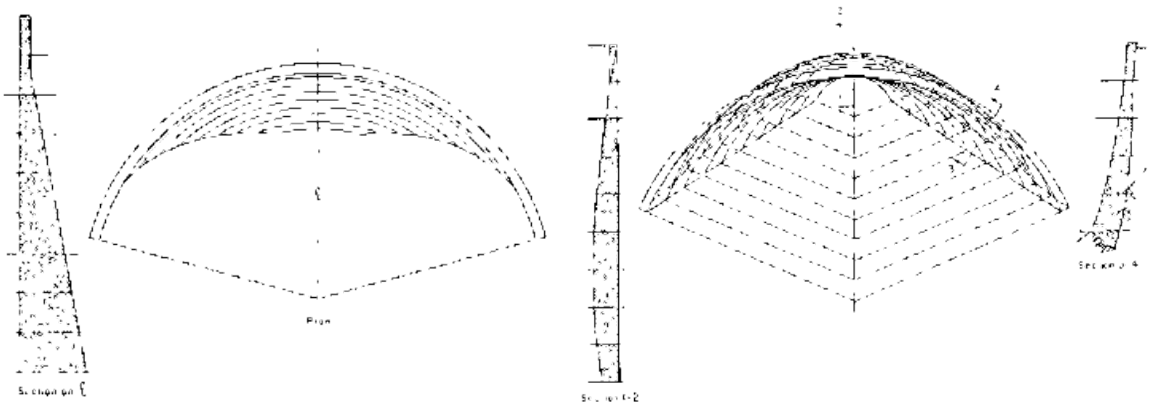
Barrages–voûte et en coupole : Leurs structures à arcs horizontaux transmet la pression d'eau sur la face amont aux butées latérales plutôt que dans les fondations. Les barrages-voûtes peuvent être conçus avec un rayon constant selon la hauteur du barrage, ou en variant les rayons (barrages en coupole). Les barrages-voûtes ayant un rayon constant ont une section transversale verticale et droite». Ces barrages sont soumis à des contraintes considérables puisque la déformation du barrage sera souvent la plus élevée au niveau du centre vertical du barrage. Cela implique que le barrage soit fortement renforcé pour éviter les fissures et les fuites consécutives.

Le barrage en coupole est conçu pour avoir uniquement des forces de compression dans toutes les directions et toutes les sections. Cela amène le rayon de courbure à varier sur la hauteur du barrage, résultant en une section transversale courbée.

Les barrages-voûtes et en coupole sont de par leur structure efficaces et réduisent le volume requis de béton de manière importante. Ils nécessitent toutefois une vallée étroite et des parois rocheuses latérales solides et capables de reprendre les efforts. La photographie 5.2 représente un exemple de barrage-voûte, la figure 5.2 illustrant la géométrie type d'un tel barrage à courbure unique relativement à celle d'un barrage en coupole avec double courbure.

Photographie 5.16 : Exemple de barrage-voûte

Figure 5.51 : Géométries types des barrages-voûtes à simple et à double courbure



5.2.3 Autres types de barrages

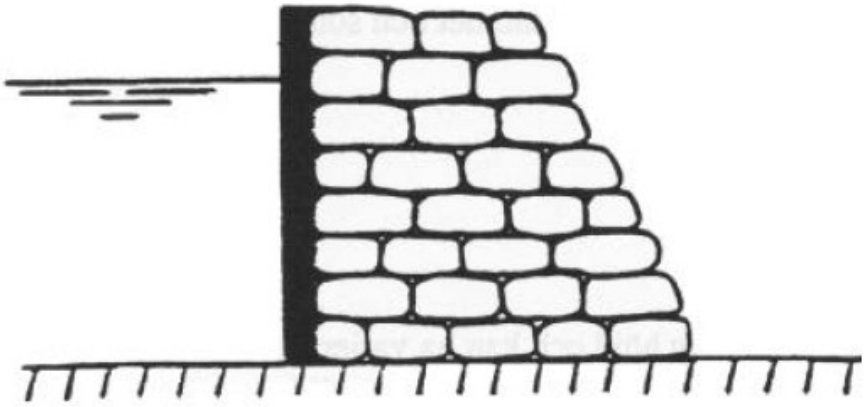
Un autre type de barrage en béton est le **barrage-déversoir**, dont la structure comprend l'évacuateur de crues. Il peut inclure ou non des vannes. Un barrage à vannes avec de grandes ouvertures de déversement, comparées à sa hauteur, est souvent conçu comme un barrage à contreforts, tandis que les barrages-déversoirs de hauteur importante avec de petites ouvertures sont généralement conçus comme des barrages poids.

Les barrages déversant sans vannes sont en général réalisés pour de faibles hauteurs. Les déversoirs et les évacuateurs sont décrits plus en détail dans le chapitre 5.3.

Un ancien type de barrage toujours d'actualité est le **barrage en maçonnerie.** Il domina la période de pré-industrialisation, et utilisait les techniques de construction de l'époque. La structure en

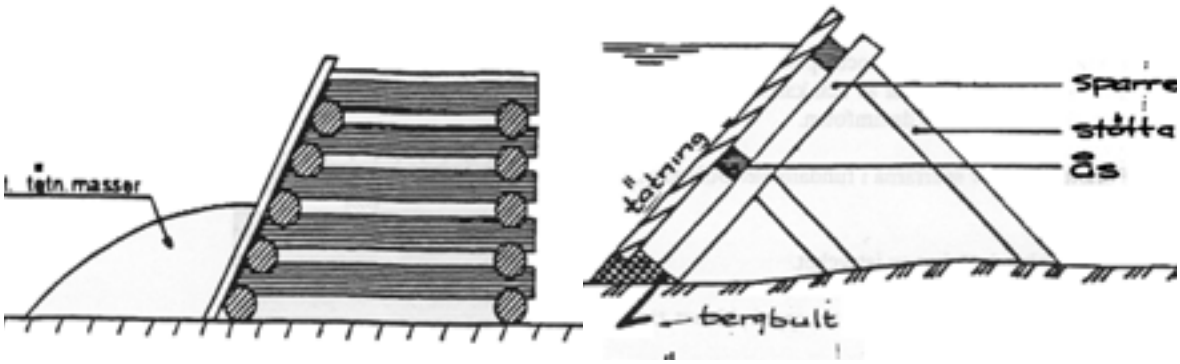
maçonnerie avait pour but la reprise des efforts (comme pour un barrage poids en béton). L'étanchéité était assurée à l'amont de la structure en maçonnerie, par exemple par un revêtement de planches de bois verticales. La figure 5.3 illustre ce type de construction. Dans de nombreux cas, ces barrages sont comparables aux digues à enrochements dont ils partagent de nombreuses caractéristiques avantageuses.

Figure 5.52 : Barrage maçonné à masque amont vertical en béton



Barrages en bois : Bien que de plus en plus rares, ces barrages se rencontrent encore quelques fois malgré leur durée de vie limitée. Les deux types de constructions sont représentés sur la figure 5.4.

Figure 5.53 : Barrages en bois



5.2.4 Charges et stabilité des barrages de béton

La figure 5.5 représente les efforts types pouvant agir sur les barrages en béton. H indique les contraintes horizontales et V les contraintes verticales. Les contraintes horizontales sont :

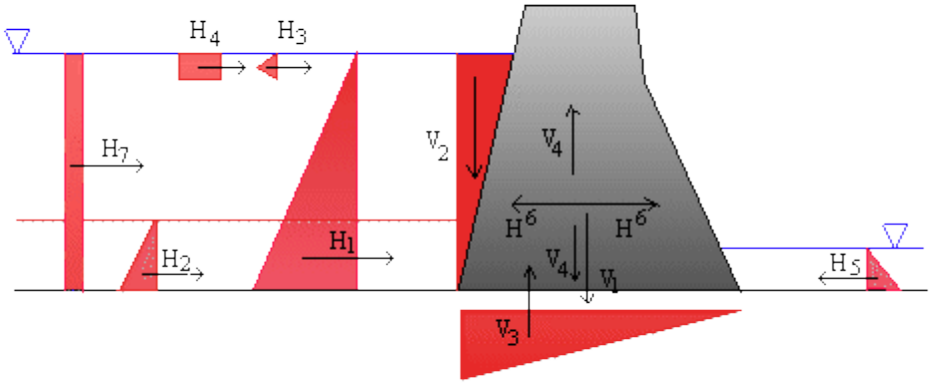
- 1 : pression latérale de l'eau,
- 2 : pression du sol ou des dépôts de sédiments,
- 3 : pression de la glace,
- 4 : Poids des objets et matériaux solides flottants,
- 5 : pression d'eau en aval,
- 6 : accélération dynamique due aux séismes,
- 7 : augmentation de la pression de l'eau due aux séismes.

Les contraintes verticales sont :

- 1 : poids du barrage,
- 2 : poids de l'eau sur la face amont inclinée,
- 3 : pression interstitielle d'élévation (contre poussée induite par les infiltrations),
- 4 : contraintes dynamiques dues aux séismes.

Il existe également une faible pression correspondant au poids de l'eau sur la face aval inclinée.

Figure 5.54 : Répartition des efforts sur les barrages en béton



La compréhension du mécanisme des pressions d'élévation et de leur importance pour les barrages-poids a progressé régulièrement au cours du temps. Leur existence n'était pas connue jusqu'au début du 20ème siècle. Pour les premiers barrages-poids, construits en maçonnerie, les pressions d'élévation étaient éliminées en raison du drainage efficace induit par leur structure poreuse. Le passage de la maçonnerie au béton étanche dans la construction des nouveaux barrages de dimensions similaires a alors entraîné de nombreuses défaillances et mis en en évidence ce phénomène.

Les barrages en béton modernes comportent un important réseau de drainage, constitué de galeries de drainage et forages dans la roche de fondation. L'utilisation de rideaux d'injection réduit par ailleurs les infiltrations. Ces mesures sont efficaces, mais demandent une maintenance. Les barrages de béton construits jusque dans les années 1980 présentent régulièrement des faiblesses en raison des hypothèses très optimistes prises sur les pressions d'élévation et de l'inefficacité des mesures individuelles prises pour les contrer.

Les barrages en béton sont conçus pour :

- présenter une stabilité contre la rotation et le renversement
- présenter une stabilité contre la translation et le glissement
- tenir une surcharge et une défaillance des matériaux

5.2.5 Sécurité des barrages

Les barrages sont perçus comme des « structures fabriquées par l'homme, capables d'entraîner un danger mortel ». Si les dangers de rupture sont essentiellement associés aux grands barrages et réservoirs, des aménagements de petite ou moyenne taille peuvent être potentiellement dangereux en fonction de leur emplacement et des circonstances. En Suède, par exemple, la seule victime d'un tel accident a été due à la rupture d'un barrage de moins 4 m de haut. Les photographies 5.3

illustrent, à gauche, la brèche sur un petit barrage et, à droite, les conséquences de cet accident en aval.

Photographies 5.17 : Rupture d'un petit barrage, la fissure et l'inondation en aval

Dans le but d'identifier les barrages potentiellement dangereux, la plupart des pays emploient aujourd'hui un système de classification. Ils demandent à l'exploitant et au propriétaire de décrire le niveau de danger de manière subjective en utilisant des termes tels que faible, important et élevé (USACE 1975).

La sécurité des barrages peut être améliorée par l'installation de systèmes de supervision et d'auscultation, par la surveillance et le contrôle régulier.

5.3 Déversoirs et évacuateurs de crues

Une rupture de barrage peut avoir de graves conséquences en aval. Pendant sa durée de vie un barrage devra faire face à de nombreuses et différentes conditions d'écoulement. Il doit être capable de s'adapter de manière sécurisée aux crues élevées pouvant largement dépasser les conditions d'écoulement normales de la rivière. Pour cette raison, des passages de crue sont intégrés dans les barrages ou digues. Ces passages sont connus sous le nom de *déversoirs ou évacuateurs de crue*. En raison des vitesses élevées de l'eau qui s'écoule en pareil cas, un dispositif de dissipation d'énergie est habituellement prévu à la base de l'évacuateur.

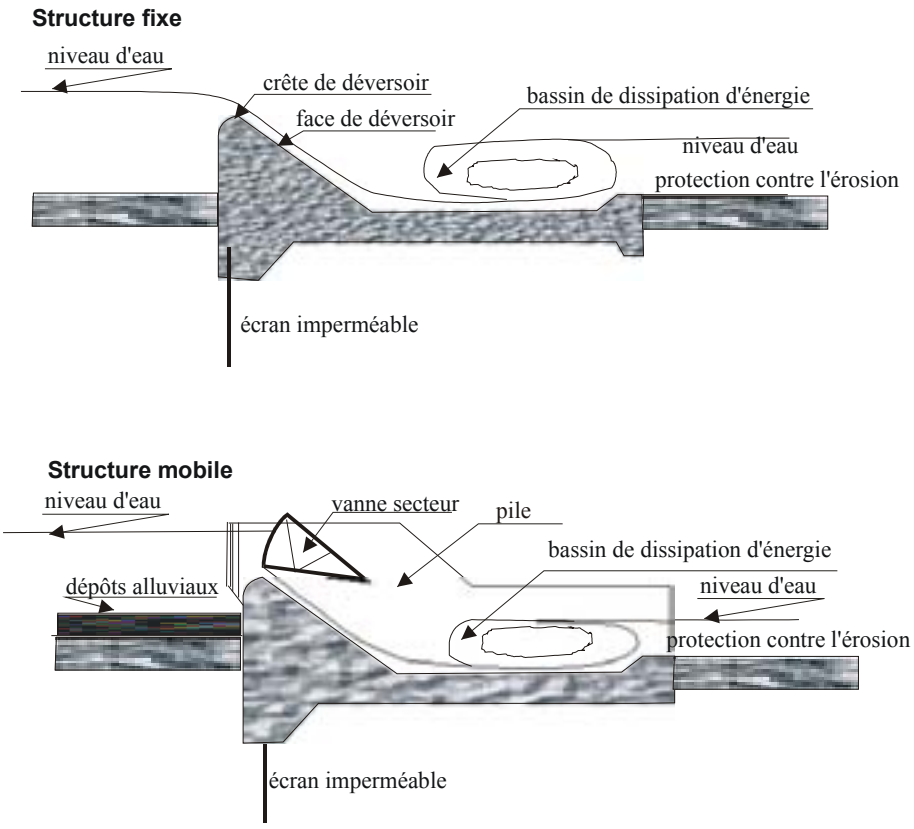
La grande majorité des petites centrales hydroélectriques est de type au fil de l'eau, ce qui signifie que l'électricité est produite en fonction de la disponibilité de l'eau dans la rivière. Dans ces aménagements, un seuil déversant est construit dans le lit du cours d'eau. L'eau non utilisée (débit de restitution ou surplus) s'écoule par-dessus le seuil, dont le rôle n'est pas de stocker l'eau mais de maintenir le niveau constant de manière à assurer que la prise d'eau et l'ouvrage d'amenée à la centrale soient toujours alimentés.

Les déversoirs et les évacuateurs peuvent être subdivisés en structures *fixes* et structures *mobiles* (figure 5.6). Les structures fixes, plus petites, sont généralement qualifiées de déversoirs, tandis que des structures plus grandes sont qualifiés d'évacuateurs. Parmi ceux-ci, on distingue ceux avec vannes (structure mobile) de ceux sans vannes (structure fixe). L'évacuateur sans vannes est en fait un déversoir à grande échelle.

Les structures sont fiables, simples et de maintenance aisée. Toutefois, ils ne peuvent pas réguler le niveau d'eau. Le niveau d'eau et la production d'énergie varient par conséquent en fonction du débit.

Les structures de stockage mobiles peuvent réguler le niveau d'eau amont, de sorte qu'il reste plus ou moins constant pour n'importe quelles conditions d'écoulement. Selon la configuration retenue pour les vannes et leur capacité de débit, les déversoirs peuvent également servir à évacuer les sédiments accumulés en aval. Ces structures sont généralement plus coûteuses que les structures fixes, qu'il s'agisse de la construction ou de la maintenance. Leur fonctionnement est également plus complexe.

Figure 5.55 : Structures de déversoirs fixes et mobiles



5.3.1 Déversoirs

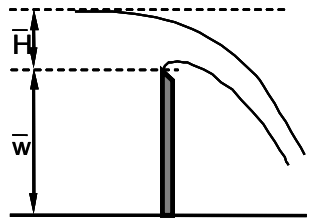
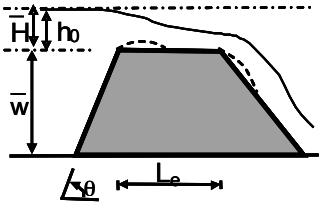
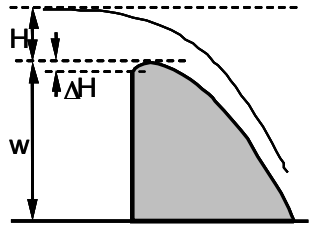
Les déversoirs peuvent être construits de manière perpendiculaire, angulaire ou latérale par rapport à l'axe de la rivière. La configuration la plus répandue est à la crête de déversement rectiligne et perpendiculaire à l'axe de la rivière. Pour des niveaux d'eau en aval relativement bas, le déversoir contrôle l'écoulement et définit la relation entre le niveau amont et le débit. Différentes relations mathématiques entre le niveau et le débit sont données dans la figure 5.7 en fonction du type de déversoir.

Le déversoir en paroi mince est facile à construire et relativement économique. Le débit est défini au moyen d'un coefficient C_d qui lui est propre. Une attention particulière doit être portée à la forme de la face en aval de la partie supérieure du déversoir dans le but d'obtenir une aération suffisante entre la nappe inférieure (pellicule d'eau qui s'écoule au-dessus du déversoir) et la structure. Si celle-ci est collée à la structure, des vibrations seront engendrées.

Un déversoir à seuil épais est souvent utilisé pour des structures temporaires ou d'importance secondaire, comme dans le cas d'une dérivation temporaire d'un cours d'eau. Sa conception est

simple et peu coûteuse. Les conditions hydrauliques sont cependant loin d'être optimales : le coefficient de débit est bas et il se crée des zones de dépression le long de la crête et sur la paroi aval. Le débit dépend de la forme de la structure.

Figure 5.56 : Caractéristiques et formules de calcul de débits pour les déversoirs

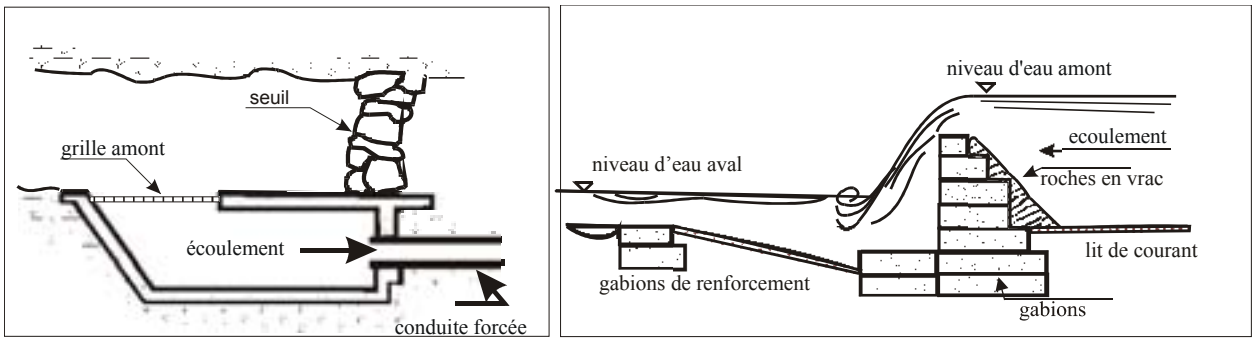
Type	Conception	Formules de débit	Caractéristiques
Déversoir à seuil mince		$Q = b \cdot \overline{C}_d \cdot \overline{H}^{3/2} \cdot \sqrt{2g}$ $\overline{C}_d = 0.42$	Conception simple et peu coûteuse
Déversoir à seuil épais		$Q = b \cdot c_e \cdot \overline{C}_d \cdot \overline{H}^{3/2} \cdot \sqrt{2g}$ $\overline{C}_{d,mean} = 0.42$ $c_e = 1 - \frac{2\sin\theta}{9(1+\xi_e^4)}$ $\xi_e = \frac{\overline{H}-\overline{w}}{L_e}$	Conception simple, peu coûteuse. Problèmes de sous pression
Seuil déversant		$Q = b \cdot C_{dD} \cdot H^{3/2} \cdot \sqrt{2g}$ $C_{dD} = 0.494$ (for $H = H_D$)	Coûteux. Les plus grands coefficients de débit.

Le seuil déversant est hydrauliquement parlant la solution idéale donnant les plus grands coefficients de débit. Sa forme incurvée correspond à celle qu'aurait un jet sur un déversoir mince pour le débit de dimensionnement correspondant. Pour des débits inférieurs ou supérieurs, des zones de surpression ou dépression apparaissent sur la face aval. Les dépressions peuvent entraîner des cavitations et des dommages au béton. Des travaux récents laissent heureusement penser qu'un tel phénomène ne se produira pas avant que $H > 3H_D$. Waterways Experimental Station aux Etats-Unis a défini un ensemble de profils correspondant aux résultats de mesure sur prototypes. La relation exacte entre le coefficient de débit et le rapport H/H_D peut être trouvée dans l'ouvrage de Sinniger&Hager (1989).

Pour des niveaux d'eau en aval égaux ou supérieurs au niveau de crête du déversoir, celui-ci est progressivement immergé et son débit diminue. De plus, en présence de piles, le débit dépendra également de leurs forme et dimensions. Tous ces aspects influent sur le fonctionnement d'un déversoir. Pour approfondir ses connaissance et connaître les règles détaillées de conception, le lecteur se référera aux ouvrages scientifiques comme celui de Sinniger&Hager (1989).

Photographie 5.18 : Seuil déversant

Figure 5.57 : Configuration de seuils



5.3.2 Déversoirs avec vannes

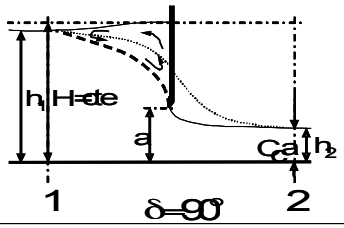
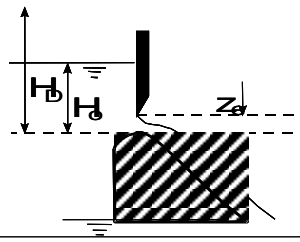
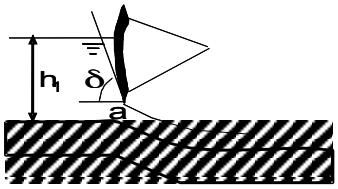
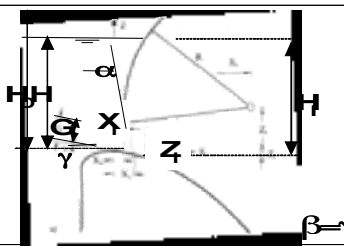
L'installation d'éléments mobiles sur les barrages ou déversoirs permet de contrôler les conditions d'écoulement sans changer le niveau d'eau. Ceci est réalisé au moyen de vannes conçues de telle sorte que lorsqu'elles sont entièrement ouvertes (ce qui correspond à un déversoir fixe), l'eau traverse la structure sans augmentation importante du niveau d'eau amont. Une vanne nécessite une maintenance permanente et une source d'énergie externe. Par conséquent, il existe un risque que la vanne reste bloquée durant les crues.

Les types de vanne les plus utilisés sont représentés sur la figure 5.9. Selon le type, les fermetures/ouvertures possibles sont soit rotatives, soit glissantes, soit tournantes. Le débit transitant à travers les vannes dépend de leur type, de leur ouverture relative, de leur angle d'affûtage, ainsi que de la forme du déversoir sur lequel elles sont montées.

La figure 5.9 donne les formules de calcul de débit pour deux types de vannes. Celles-ci sont uniquement valables pour des conditions d'écoulement non immergé. Comme pour les structures

fixes, lorsque le niveau d'eau en aval devient supérieur ou égal à celui de crête, la structure mobile est progressivement immergée et son débit baisse. Pour plus d'informations, le lecteur est invité à consulter des manuels spécialisés.

Figure 5.58 : Caractéristiques et formules de débit pour des déversoirs avec vannes

Type	Position	Conception	Formule de débit
Vanne plane (ou vanne wagon)	Canal rectangulaire		$Q = a b C_d \sqrt{2 g h_1}$ $C_d = C_{d0} - \exp\left[\frac{a}{2h_1}\left(1 - \frac{\delta^2}{b}\right)\right]$ $C_{d0} = 0.98\left[\frac{4 + 5e^{-0.76\delta}}{9}\right]$
	Seuil déversant		$\frac{Q_e}{Q_{id}} = \left[\frac{H_d^{3/2}}{H_d} - \left(\frac{H_d}{H_d} - \frac{z_e}{H_d}\right)^{3/2}\right] \cdot \left(\frac{1}{6} + \frac{z_e}{H_d}\right)^{1/9}$ $Q_{id} = b C_{d0} H^{3/2} \sqrt{2g}$ $C_{d0} = 0.494$
Vanne secteur (ou vanne radiale)	Canal rectangulaire		$Q = a b C_d \sqrt{2 g h_1}$ $C_d = C_{d0} - \exp\left[\frac{a}{2h_1}\left(1 - \frac{\delta^2}{b}\right)\right]$ $C_{d0} = 0.96\left[\frac{4 + 5e^{-0.76\delta}}{9}\right]$
	Seuil déversant		$Q = H_D b G C_{dg} \sqrt{2 g H_e}$ $C_{dg} = 0.90 \cdot \left(1 - \frac{\beta}{27°}\right) \cdot \left(\frac{H}{H_D}\right)^{0.12}$ $G = \left[1 - \frac{2}{g}\left(\frac{x}{H_D}\right)^{3/2}\right] \cdot \left[\frac{z}{H_D} + \frac{1}{2}\left(\frac{x}{H_D}\right)^{1.85}\right]$

5.3.3 Autres types d'évacuateurs

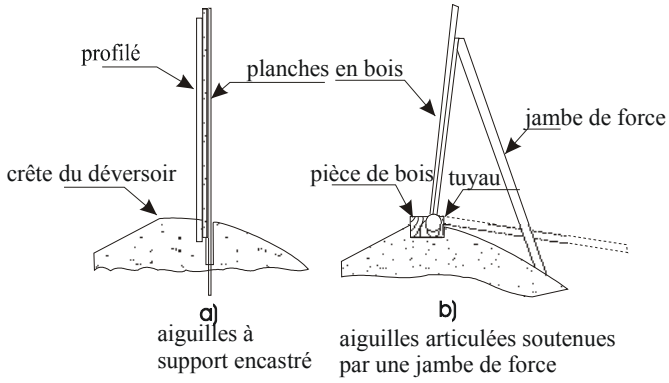
Batardeaux mobiles

Pour élever légèrement le niveau d'eau avant le déversoir afin de garantir une profondeur adéquate d'eau au niveau de la prise d'eau, sans risque d'inondation du terrain en amont, des *batardeaux mobiles* peuvent être installés sur la crête du déversoir (figure 5.10). Ceux-ci sont communément constitués de planches en bois retenues par des barres en acier fichées dans des tubes, également en acier, coupés sur mesures, intégrés dans la crête du déversoir. Les batardeaux mobiles doivent être retirés manuellement durant les crues, de sorte que le niveau amont n'augmente pas et n'inonde pas le terrain. Cette opération est très difficile dans ces circonstances. Le batardeau mobile articulé est cependant un peu plus facile à retirer.

Photographie 5.19 : Batardeaux mobiles articulés

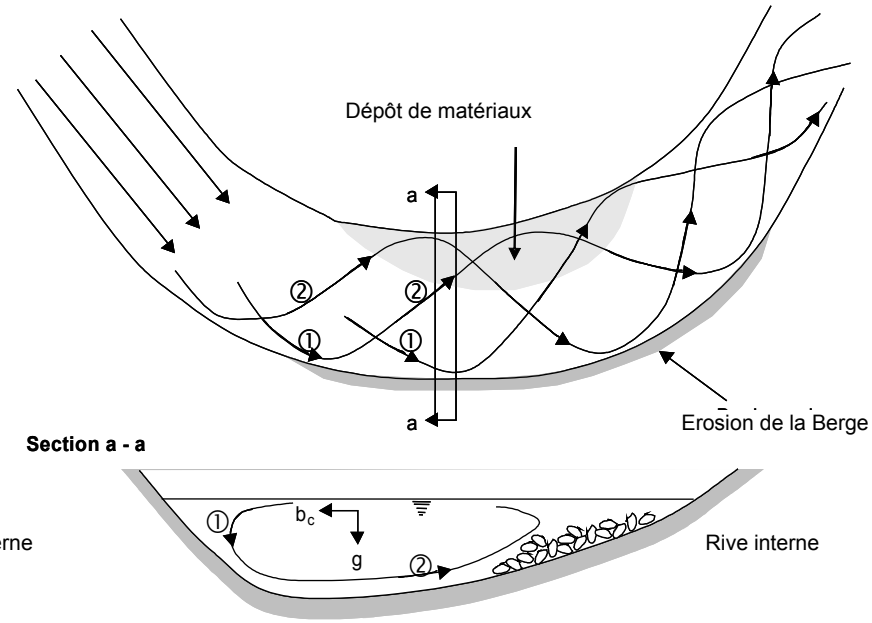
Pente de la rivièreLargeur de la rivière BVue en plan de rivièreTransport de sédimentsPrise latérale

Figure 5.59 : Batardeaux encastrés et articulés



Barrages gonflables**dans un coude externe de rivière0,001 % < J < 10 %Toutes largeursPriseav épôt de gravier0,01 % < J < 10 %B <50 m, (B < 500 m pour des barrages/déversoirs économiques)Rectiligne optimal. sible si contre-mesuresCharriage important et continu, charge en sédiments élevéePrise par dessousJ > 10 % favor 2,5 %B < 50 m, (B < 500 m possible pour des barrages/réservoirs sur une partie de la largeur de rivière)RectiligneCharr uement une grande taille de grain)Une prise d'eau latérale fonctionne en utilisant soit un coude de rivière soit un canal de dépôt de gravier. La figure 5.15 montre une configuration dans un coude de rivière. Celle-ci est favorable lorsqu'il y a un courant fort le long de la courbe externe, lequel empêche les matériaux solides d'entrer dans la prise. Le débit de la prise Q_{ep} doit être inférieur à 50 % du débit critique de rivière Q_{cr}, défini comme étant celui au-delà duquel le transport des sédiments et dépôts au fond du lit commence.**

Figure 5.60 : Courants secondaires dans les courbures de rivières



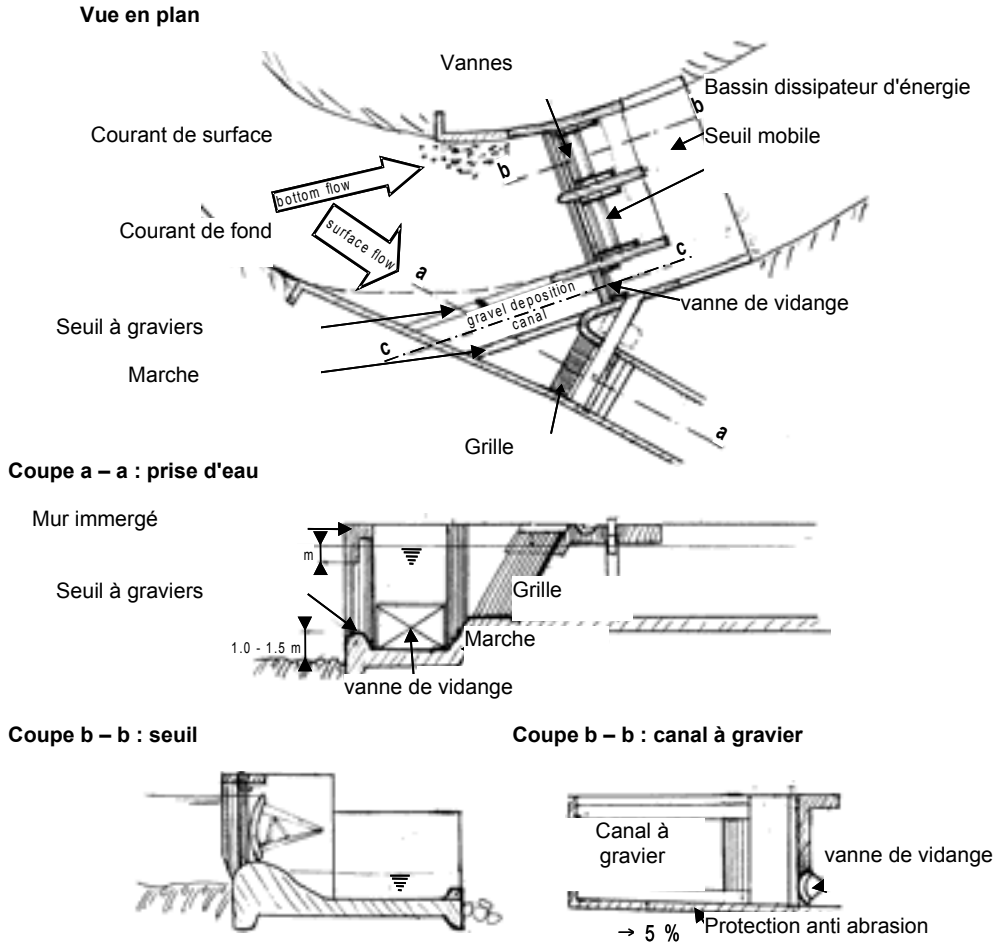
1. Courant de surface
2. Courant de fond, avec transport de sédiments

Accélération latérale (force centripète) $b_c = \frac{v^2}{r}$

L'utilisation d'un canal de dépôt de gravier devant la prise permet d'empêcher à la fois le lit et les matières charriées par la rivière d'entrer dans la prise. Il n'y a pas de restriction de débit. Le canal utilise un seuil de 1,0 à 1,5 m au minimum (voir figure 5.16). Sa pente doit être au moins de 2 %, de préférence 5 %. Il doit être protégé contre l'abrasion (en utilisant un béton de haute qualité, des pierres, etc.). Un mur partiellement immergé (0,8-1,0 m) est également installé dans le but d'empêcher des matériaux flottant d'entrer dans la prise.

Les éléments constitutifs principaux d'une prise d'eau latérale sont représentés dans la figure 5.16 : un barrage mobile, un canal de dépôt de gravier et la prise munie d'une grille de protection.

Figure 5.61 : Agencement type d'une prise latérale

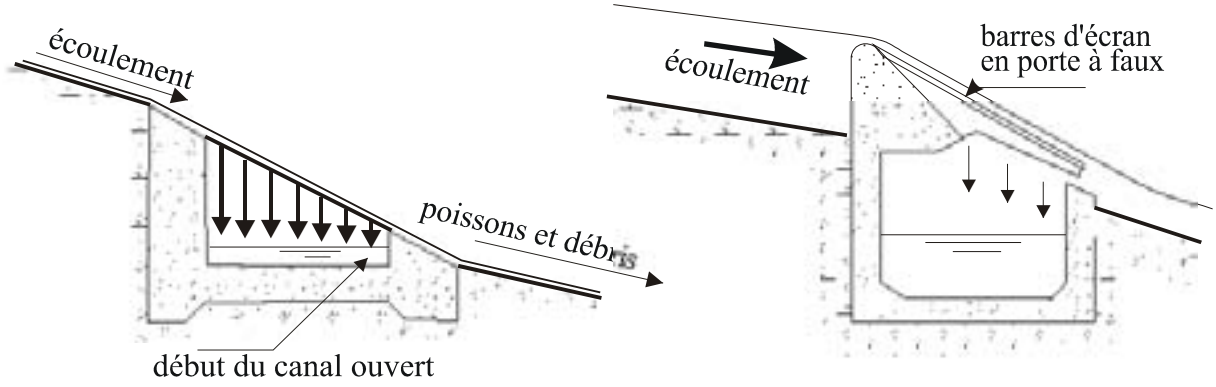


La prise frontale est toujours équipée d'un tunnel de dépôt de gravier. Elle est bien adaptée à des tronçons de rivière rectilignes. Le tunnel de dépôt doit être nettoyé en continu et la largeur maximale de la rivière ne doit pas excéder 50 m. L'avantage majeur de ce type de prise est sa capacité à véhiculer de grandes quantités de matière charriée dans le lit ou en suspension. Le nettoyage continu entraîne toutefois des pertes d'eau importantes. La prise frontale est largement utilisée dans les régions où les cours d'eau sont caractérisés par un lit large et d'importants transports de sédiments, comme par exemple en Inde et au Pakistan. En Europe, son application est assez restreinte.

La prise par en dessous est généralement utilisée dans des rivières à forte pente, comme les torrents, et pour des tronçons rectilignes. Il s'agit est essentiellement d'un canal construit en travers du lit du cours d'eau, couvert d'une grille dont la pente est plus grande que celle naturelle de la rivière. Les

barreaux de la grille sont orientés dans la direction de l'écoulement (figure 5.17). La photographie 5.8 représente une telle prise d'eau installée dans un cours d'eau de montagne dans les Asturies (Espagne).

Figure 5.62 : Prise d'eau dite par en dessous

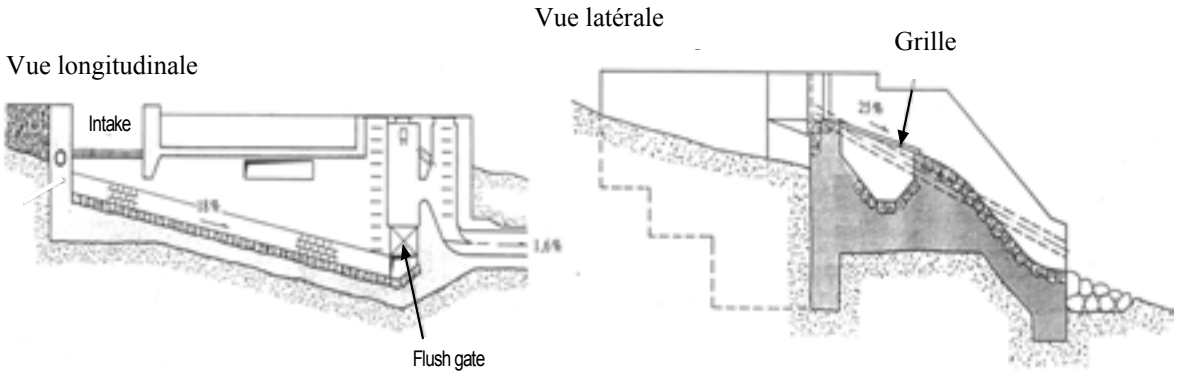


Photographie 5.20 : Prise d'eau par en dessous

La prise Coanda est un concept avancé de prise d'eau par en dessous, intégrant l'« effet Coanda », bien connu de l'industrie de préparation de minerai. Il s'agit d'un déversoir dont la face aval est constituée d'un grillage en acier inoxydable et d'un canal collectant l'écoulement sous celui-ci. Les barres du grillage sont positionnées horizontalement (à la différence de la prise d'eau par en dessous classique) et sont de section triangulaire pour favoriser le passage de l'eau, tout en empêchant le passage des matériaux et poissons qui sont entraînés par l'eau déversant au dessus du seuil. Le grillage est capable de supprimer 90 % des solides de taille supérieure à 0,5 mm, pouvant rendre, l'installation d'un dessableur inutile. La prise Coanda est brevetée par AQUA SHEAR et distribuée par DULAS en Europe.

La prise d'eau dit "tyrolienne" a quant à elle été développée dans les Alpes pour les torrents à très forte pente en régions de montagne difficiles d'accès (figure 5.18).

Figure 5.63 : Prise d'eau "tyrolienne"



Les chambres de mise en charge sont le plus souvent utilisées sur les lacs et réservoirs. L'eau est transférée sous pression et les problèmes associés à ce genre de prises sont différents de ceux rencontrés avec les prises d'adduction. Si, par exemple, les sédiments risquent peu d'entrer dans la prise, bien qu'ils puissent poser un problème de dépôt dans le lac lui-même, les chambres de mise en charge présentent le risque de la formation d'un vortex à l'entrée, débouchant sur la formation de poches d'air à l'intérieur de la conduite forcée. Ce phénomène est décrit plus loin.

5.3.4 Pertes de charge

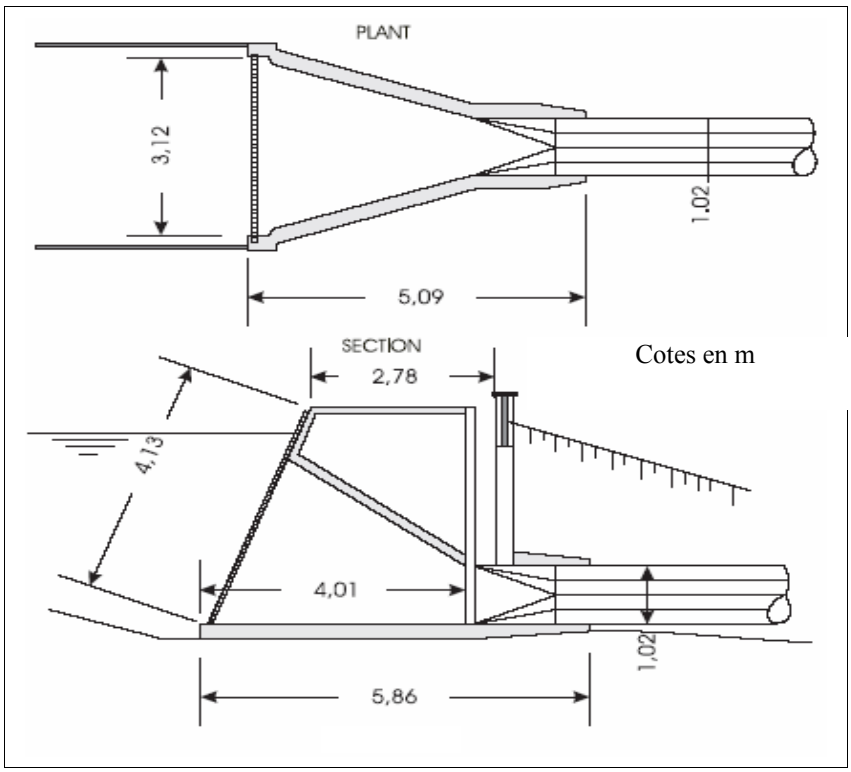
Les pertes de charge sont d'une importance capitale pour la faisabilité du projet et doivent donc être minimisées autant que possible. Les domaines où l'on peut agir sont les suivants :

- Canalisation du débit en amont de la grille visant à minimiser la séparation des débits et les pertes de charge.
- Piles profilées comme support des équipements hydromécaniques tels que grilles, vannes, etc.
- Organes de répartition uniforme des débits.
- Dispositif de suppression des vortex.
- Conception de la grille.

Le profil de vitesse influence de manière décisive l'efficacité de la grille. La vitesse peut varier de 0,8-1,0 m/s à travers la grille jusqu'à 3-5 m/s dans la conduite forcée. Un bon profil permettra une accélération uniforme de l'écoulement, minimisant les pertes de charge. Une accélération ou une décélération brutale de l'écoulement génère une turbulence supplémentaire avec l'apparition de recirculations et augmente les pertes de charge.

Malheureusement, une accélération constante impliquant de faibles pertes de charge exige une prise d'eau longue, compliquée et coûteuse. Un compromis entre le coût et le rendement doit être trouvé. La vitesse maximum acceptable impose le diamètre de la conduite forcée, tandis que le besoin d'une vitesse d'écoulement raisonnable à l'entrée de la grille impose les dimensions de la section rectangulaire.

Figure 5.64 : Prise d'eau française : Canal construit dans le lit de la rivière et protégé par une grille



Le département de recherche « Energie, Mines et Ressources » du Canada a commandité une étude de coefficients de perte de charge pour des petites structures de prise d'eau d'aménagements à de basse chute afin d'établir des directives permettant de sélectionner une géométrie optimale. Les résultats ont démontré que les gains financiers augmentent lorsque la géométrie de la prise est constituée de plusieurs plans (réalisés par coffrages) créant une pente progressive. De plus, il a été prouvé que les économies réalisées avec des prises plus petites et plus compactes sont beaucoup plus élevées que les coûts engendrés par l'augmentation des pertes de charge.

Des analyses de coûts/bénéfices indiquent que la meilleure conception est celle d'une prise compacte avec un plafond en pente et des parois convergentes (figure 5.19), la longueur de l'entrée n'étant pas le facteur majeur contribuant au coefficient total de perte. Le coefficient K de ce profil de transition est 0,19. La perte de charge (m) dans l'entrée est donnée par la formule :

$$\Delta H = 0{,}19\ V^2/2g \qquad (5.1)$$

Où V est la vitesse dans la conduite forcée (m/s). Les pertes de charge dues à la grille dépendent de son orientation par rapport à l'écoulement, de l'espacement entre les barreaux et de leur forme, ainsi que de l'obstruction éventuelle due aux matériaux solides. Ces aspects sont présentés plus en détail ci-dessous.

5.3.5 Grilles

Une bonne prise d'eau doit permettre de minimiser la quantité de matériaux solides et de sédiments entrant dans l'aménagement. Elle est donc protégée par des grilles placées à l'entrée Celle-ci est constituée d'un ou plusieurs panneaux, fabriqués à partir d'une série de barreaux de métal parallèles, uniformément espacés. Si, en saison de crues, le cours d'eau entraîne de gros matériaux solides, il

est commode d'installer devant la grille fine, une grille spéciale, ayant des barreaux amovibles et largement espacés (pas de 100 mm à 300 mm) pour protéger l'équipement de nettoyage automatique et diminuer son travail.

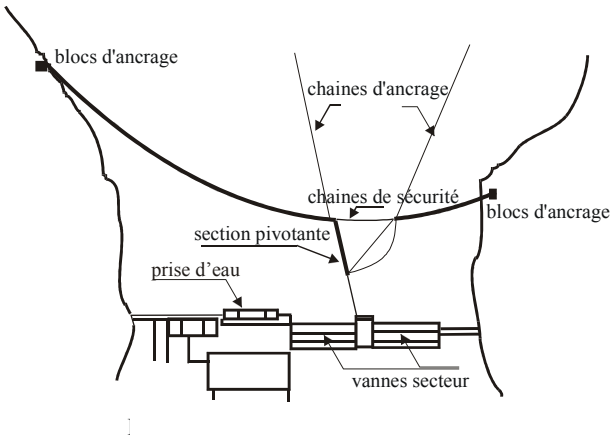
Les grilles sont généralement fabriquées en acier (inoxydable ou noir). Dans certains cas, on peut recourir à des barreaux profilés, générant moins de turbulence et moins de pertes de charge. Le pas de la grille varie de 12 mm pour des petites turbines Pelton haute chute à un maximum de 150 mm pour des grandes turbines hélices ou Kaplan. La grille doit avoir une surface nette de passage (la surface totale diminuée de la surface frontale des barreaux) assurant que la vitesse de l'eau n'excède pas 0,75 m/s sur des petites prises, ou 1,5 m/s sur des prises plus grandes. Ces recommandations sont essentielles si l'on veut éviter d'attirer des matériaux solides flottants vers la grille.

Elles peuvent être boulonnées sur le châssis de support à l'aide de boulons en acier inoxydable ou placées dans des glissières verticales, afin d'être enlevées et remplacées par des batardeaux lors de travaux de maintenance.

Les grandes grilles sont dimensionnées en partant de l'hypothèse qu'elles peuvent être totalement obstruées, la structure de support devant alors résister à la pression totale exercée par l'eau sur toute la surface, ceci sans déformation excessive.

Photographie 5.21: Dromes préfabriquées

Figure 5.65 : Agencement de dromes

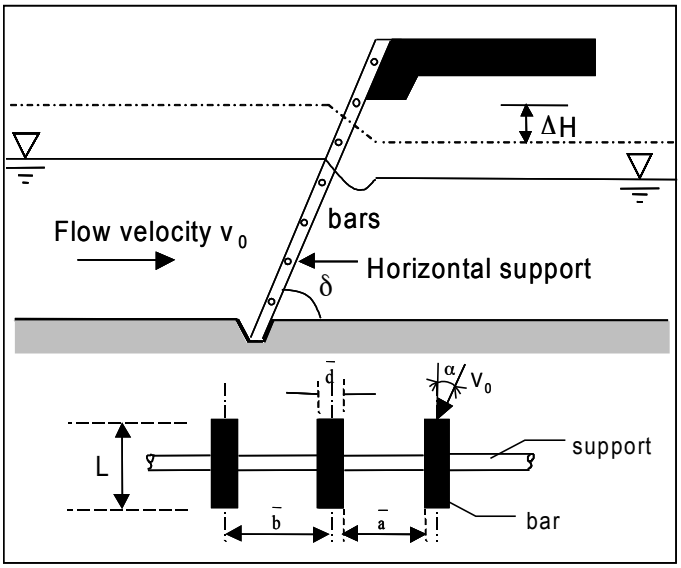


Lorsque la rivière charrie de gros matériaux solides, des dromes flottantes peuvent être installées en amont des grilles. La drome la plus simple est constituée d'une série de pièces flottantes en bois, reliées aux extrémités à l'aide de câbles ou de chaînes. Toutefois, des dromes modernes préfabriquées en acier ou plastique, supportées par des câbles en acier, sont aujourd'hui disponibles (photographie 5.9). Leur mise en place est cependant critique, leur configuration courbée dans le sens de l'écoulement ne leur conférant pas une action d'auto-nettoyage lors des de crues.

La figure 5.20 montre un agencement de dromes relativement complexe dont le but double est d'empêcher les bateaux de passer par dessus le seuil et de protéger la prise adjacente. Une section de la drome est pivotante, de sorte que des treuils puissent la manipuler afin de laisser les déchets flottants sur le seuil, lorsque de grandes quantités doivent passer.

La grille est conçue de sorte que la vitesse d'approche (V_o) soit comprise entre 0,60 m/s et 1,50 m/s. L'espacement maximum possible entre les barreaux est généralement spécifié par les fabricants de turbines. Les valeurs types sont 20-30 mm pour des turbines Pelton, 40-50 mm pour des turbines Francis et 80-100 mm pour des turbines Kaplan.

Figure 5.66 : Formule de calcul de pertes de charge dans les grilles

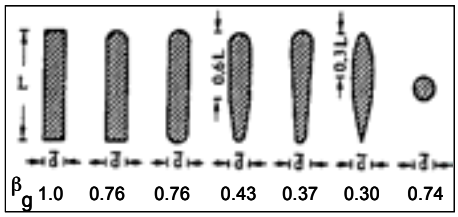


d: épaisseur des barres,
a: ouverture
b: espacement
δ: pente,
α: angle avec l'écoulement
L: hauteur des barres

$$\Delta H = \zeta_g \cdot \frac{v_0^2}{2 \cdot g}$$

$$\zeta_g = \beta_g \cdot \xi \cdot c \cdot (\sin \delta) \cdot \kappa$$

βg : facteur de forme des barres



ξ : Head loss factor

$$\xi = f\left(\frac{L}{d}, \frac{A_g}{A_0}\right)$$

for $\frac{L}{d} \approx 5$ and $\frac{\bar{a}}{b} > 0.5$:

$$\xi = \frac{7}{3}\left(\frac{\bar{a}}{b} - 1\right)^{4/3}$$

c: coefficient de la grille
c = 1: grille non obstruée
1.1 < c < 1.3: grille avec un nettoyage mécanique
1.5 < c < 2 : grille avec un nettoyage manuel

$\bar{d}/\bar{a}$ / α	1,0	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5	0,4	0,3	0,2
0°	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
10°	1,06	1,07	1,08	1,09	1,10	1,11	1,12	1,14	1,50
20°	1,14	1,16	1,18	1,21	1,24	1,26	1,31	1,43	2,25
30°	1,25	1,28	1,31	1,35	1,44	1,50	1,64	1,90	3,60
40°	1,43	1,48	1,55	1,64	1,75	1,88	2,10	2,56	5,70
50°	1,75	1,85	1,96	2,10	2,30	2,60	3,00	3,80	---
60°	2,25	2,41	2,62	2,90	3,26	3,74	4,40	6,05	---

Comme on peut le constater, le coefficient de perte de charge dépend de plusieurs facteurs, tels que, par exemple, la manière de nettoyer la grille. Les équations présentées (figure 5.21) sont en principe uniquement valables pour des barreaux rectangulaires, mais l'expérience a montré qu'elles peuvent aussi être utilisées pour d'autres formes de barre. Le nettoyage des grilles est très important pour réduire les pertes de charge. Cette opération étant fastidieuse et très difficile durant des crues, le nettoyage mécanique est recommandé.

Une autre formule pour calculer les pertes de charge dans des grilles propres est la formule de Kirschmer, détaillée dans le chapitre 2, section 2.2.2.1. Elle est valable uniquement lorsque l'écoulement est perpendiculaire à la grille

Figure 5.67 : Dégrilleur oléo-hydraulique **Photographie 5.22 : Dégrilleur oléo-hydraulique**

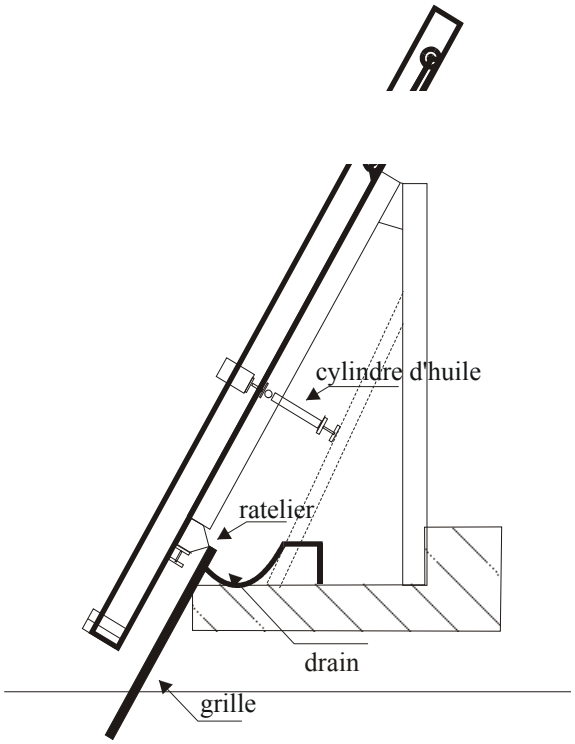


Figure 5.22 : Cylindres oléo-hydrauliques

La grille doit pouvoir être enlevée pour la réparation et la maintenance des installations. Elle doit être fournie avec les équipements de nettoyage. Pour faciliter son nettoyage de façon non-automatisée, possible jusqu'à 4 m de profondeur, elle doit être inclinée d'un angle de 30 à 60° par rapport à la verticale. Une plateforme horizontale au-dessus d'un niveau d'eau maximal doit être prévue pour faciliter l'opération. Dans les centrales non surveillées télécommandées, des dégrilleurs mécaniques sont utilisés. Ceux-ci peuvent être conçus pour être commandés, soit sur une base

temporelle, soit sur la base d'un différentiel de chute. Ce dernier mode utilise un capteur pour détecter tout dépassement d'une limite de pertes de charge à travers la grille, due au colmatage partiel de celle-ci, par exemple par accumulation de feuilles. Le dégrillage débute lorsqu'une chute différentielle (ou différence de niveau entre l'amont et l'aval de la grille) prédéterminée est atteinte.

Le dégrilleur sur la figure 5.22 est commandé un vérin principal, dont la tige sort ou se rétracte pour faire monter ou descendre le râteau du dégrilleur, le vérin secondaire servant à l'éloigner, à la descente, ou le plaquer contre la grille, à la montée. Le râteau est constitué d'une série de dents fixées sur un bloc de polyamide et se déplaçant le long des espaces entre les barreaux. Les détritus flottants collectés sont remontés et évacués via une canalisation ou un convoyeur. Dans le premier cas, une petite pompe envoie de l'eau en quantité suffisante pour assurer l'évacuation des déchets. Le problème du traitement de ceux-ci doit être résolu au cas par cas si l'on tient compte du fait que le dégrilleur peut récolter de grandes quantités de matériaux solides.

Lorsque la grille est très large, le dégrilleur est monté sur un chariot pouvant se déplacer latéralement sur des rails. Ce déplacement peut également être géré de manière automatique. L'utilisation de cylindres hydrauliques télescopiques, permettent d'atteindre jusqu'à 10 m de profondeur, ce qui, associé au mouvement de translation illimité, permet le nettoyage de grilles de grandes surfaces (photographie 5.10). Pour des profondeurs plus importantes, on aura alors recours à des râteaux lestés commandés par câbles.

5.3.6 Formation de vortex

Toute chambre de mise en charge bien conçue ne doit pas seulement minimiser les pertes de charge mais également prévenir la formation de vortex. Ceux-ci peuvent apparaître dans des chambres de mise en charge d'aménagement basse chute et doivent être évités car ils dégradent les performances des turbines – particulièrement des turbines bulbe ou puits en :

- Induisant des conditions d'écoulement non-uniformes
- Introduisant de l'air dans l'écoulement, et en créant des conditions de fonctionnement défavorables pour les turbines : vibrations, fluctuations de pression, déséquilibre des charges, etc.
- Augmentation des pertes de charge et diminution de rendement
- Aspiration de déchets flottants

Les critères pour éviter les vortex ne sont pas clairement définis, et il n'existe pas de formule permettant de prendre en compte l'ensemble des facteurs possibles. Cependant, selon le comité dédié aux prises d'eau de l'ASCE, certaines conditions introduisant une répartition des vitesses non-uniformes peuvent favoriser la formation de vortex. Celles-ci sont les suivantes :

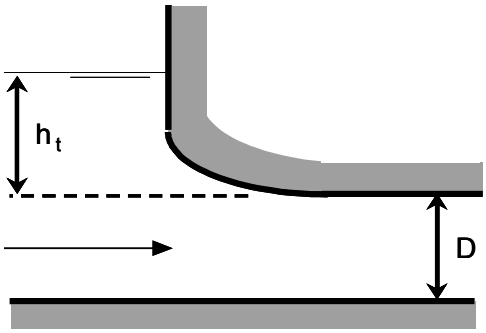
- Conditions d'approche asymétrique
- Mauvais recouvrement des structures d'entonnement amont
- Séparation d'écoulement et formation de remous
- Vitesses d'approche supérieures à 0,65 m/sec

- Changements brusques de la direction de l'écoulement

Le mauvais recouvrement des structures d'entonnement amont et une approche asymétrique semblent être les causes les plus fréquentes de formation de vortex. Lorsque l'entrée dans une conduite forcée est assez profonde relativement à la surface libre et que l'écoulement n'est pas perturbé, une formation de vortex est peu probable.

Des formules empiriques expriment la hauteur minimale de recouvrement (définie sur la figure 5.23) permettant d'éviter une formation de vortex. Néanmoins, il n'existe aucune théorie qui prenne entièrement en compte tous les paramètres et qui donne l'assurance absolue qu'aucun vortex ne se créera.

Figure 5.68 : Hauteur minimale de recouvrement



La hauteur de recouvrement est définie par h_t. Les formules empiriques suivantes permettent de déterminer sa valeur minimale :

KNAUSS $$h_t \geq D \cdot \left(1 + 2.3 \cdot \frac{V}{\sqrt{g \cdot D}}\right) \quad (5.2)$$

NAGARKAR $$h_t \geq 4.4 \cdot \left(V \cdot D^{0.50}\right)^{0.54} \quad (5.3)$$

ROHAN $$h_t \geq 1.474 \cdot V^{0.48} \cdot D^{0.76} \quad (5.4)$$

GORDON $$h_t \geq c \cdot V \cdot \sqrt{D} \quad (5.5)$$

Avec c = 0,7245 pour des conditions d'écoulement asymétriques

c = 0,5434 pour des conditions d'écoulement symétriques

Il est important de souligner que V est la vitesse à l'intérieur de la conduite (en m/s) et D son diamètre hydraulique (en m).

En complément à une hauteur minimale de recouvrement, il est possible de limiter l'installation de conditions d'écoulement asymétriques par une conception appropriée de l'entonnement ou par l'installation de certaines structures comme par exemple parois verticales, piles, gilles, radeau, etc.

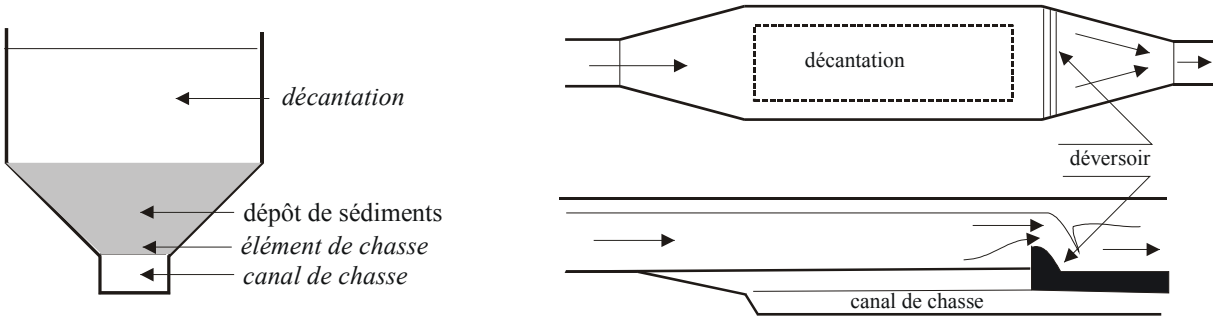
5.4 Bassins de décantation

5.4.1 Général

Les prises d'eau en rivière sont conçues pour éliminer les matériaux charriés par le cours d'eau. Toutefois, elles ne peuvent pas empêcher l'entrée des sédiments en suspension. Pour cela, un bassin de décantation doit être construit en aval de la prise. L'objectif principal d'un tel bassin est d'éviter un colmatage des structures en aval (canaux, conduits, etc.), et de limiter les dommages possibles sur les équipements mécaniques et hydrauliques.

Un bassin de décantation se base sur le principe de diminution des vitesses et des turbulences d'écoulement, c'est-à-dire sur une décantation de sédiments en suspension dans le bassin. La diminution est obtenue par un élargissement du canal, contrôlé par un déversoir en aval comme représenté sur la figure 5.24.

Figure 5.69 : Bassins de décantation



Un système d'éclusage de sédiment qui minimise la durée d'éclusage et la perte d'eau peut être utilisé[4].

5.4.2 Efficacité d'un bassin de décantation

Le rendement d'un bassin de décantation est défini par le diamètre de grain qui se dépose dans le bassin. Le choix du niveau de rendement dépend du type d'équipement hydromécanique et de la chute brute de la centrale hydroélectrique. Pour une turbine Francis, la puissance abrasive des grains de sédiments est exprimée en fonction de la vitesse de grains et de la chute brute de la centrale comme ci-dessous :

$$P_e = \mu \cdot \forall \cdot \frac{\rho_s - \rho_E}{R} \cdot V^3 \qquad (5.6)$$

où:

- μ est le coefficient de frottement entre les aubes de la turbine et les grains,
- $\forall$ le volume de grains,
- ρ_s et ρ_E les masses volumiques des grains et de l'eau,
- R le rayon pour les aubes
- V la vitesse de grain.

Le volume des grains est directement lié à l'efficacité du bassin.

Les intervalles de temps entre les réparations des turbines Francis sont d'environ 6-7 ans pour un diamètre maximum de sédiments non éliminés de 0,2 mm, 3-4 ans pour un diamètre de 0,3 mm et 1-2 ans seulement pour un diamètre de 0,5 mm. Le coût d'un bassin de décantation augmente avec son rendement. De plus, le rendement optimal peut être fonction des coûts de construction, des pertes d'énergie, des coûts de réparation des turbines et des coûts d'exploitation. L'expérience montre que la solution la plus économique est un diamètre maximum non éliminé d'environ 0,2 mm pour des contraintes importantes (chute brute significative, particules de quartz) et environ 0,3 mm pour des conditions normales.

5.4.3 Dimensionnement

La longueur nécessaire d'un bassin de décantation est définie par le débit équipé de la prise et par son rendement (diamètre de grain qui se dépose toujours à l'intérieur du bassin). La longueur doit permettre à tous les grains de se déposer avant de quitter le bassin. C'est le cas lorsque le temps de

dépôt t_D équivaut au temps de transfert t_t. Le premier terme est défini par h/v_D et le dernier par L/v_T (voir figure 5.24). La longueur minimum demandée pour déposer un diamètre de grain d_D est donnée par :

$$L \geq \frac{Q}{v_D \cdot B} \tag{5.7}$$

La largeur B doit rester inférieure à 1/8 de la longueur L et inférieure à deux fois la profondeur d'écoulement h. La vitesse de dépôt v_D est définie par la formule de Newton ou de Prandtl pour des particules sphériques et pour des conditions idéales, c'est-à-dire celles de l'eau pure, sans turbulence et sans effet de paroi. Cela dépend de la traînée de forme de la particule, qui à son tour dépend du nombre de Reynolds. Pour des conditions réelles, aucune formule n'existe et des expériences doivent être réalisées. En pratique, la formule empirique de Zanke est souvent utilisée en première approche pour des conditions d'eau stagnante :

$$v_D = \frac{100}{9 \cdot d}\left(\sqrt{1 + 1.57 \cdot 10^2 \cdot d^3} - 1\right) \tag{5.8}$$

dans laquelle v_D est exprimé en mm/s et le diamètre de grain d en mm. Cette expression est correcte pour T = 20° C et une densité grain-eau de 2,65.

Pour des conditions d'écoulement turbulent, la vitesse de dépôt diminue et la formule suivante est plus appropriée :

$$v_D = v_{D0} - \alpha \cdot v_T \geq 0 \tag{5.9}$$

dans laquelle v_{DO} est la vitesse de dépôt dans de l'eau stagnante et α un facteur de réduction (en $[1/m^{1/2}]$) exprimé en fonction de la profondeur d'eau du bassin h (m) :

$$\alpha = \frac{0.132}{\sqrt{h}} \tag{5.10}$$

En définitive, pour chaque dimensionnement, la vitesse de transfert critique du bassin doit être définie. Cette vitesse critique définit la limite entre le régime de suspension et le régime de dépôt. Si elle est trop élevée, les sédiments déposés risquent d'être entraînés à nouveau par l'écoulement. Pour une valeur de rugosité de Manning-Strickler de K = 60 $m^{1/3}/s$ (K = 1/n, valeur moyenne pour du béton) et pour un rapport de densité grain-eau de 2,65, la formule suivante est appliquée :

$$v_{cr} = 13 \cdot R_h^{1/6} \cdot \sqrt{d} \tag{5.11}$$

Les valeurs types pour v_{cr} sont 0,2-0,3 m/s.

Plus d'informations concernant la conception et la construction peuvent être trouvées par exemple dans Bouvard (1984).

5.5 Vannes

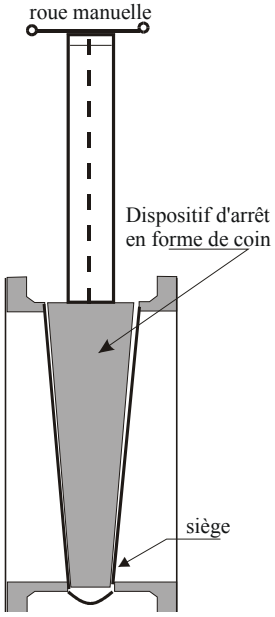
Dans les aménagements hydroélectriques, il doit être possible d'isoler temporairement certains organes, (par exemple pour permettre l'accès sur une turbine en maintenance ou réparation, etc.). On a donc recours à des vannes dont les principaux types sont les suivants :

- Des batardeaux constitués de bois placés horizontalement
- Des vannes coulissantes en fonte, acier, plastique ou bois
- Des vannes à clapet avec ou sans contrepoids
- Des vannes sphériques, vannes-guillotines et vannes-papillons

Dans la majorité des cas, l'entrée d'eau intègre une vanne télécommandée comme système de garde situé en amont de la turbine et pouvant être fermé pour permettre la mise à sec du conduit d'amenée. Cette vanne doit être conçue de manière à pouvoir couper le débit maximum de la turbine, même à l'emballement en cas de perte du réseau, et elle doit pouvoir être ouverte partiellement, avec la chute maximum, pour permettre le remplissage de la conduite.

Pour les basses chutes, le type le plus simple de vanne est le batardeau ; des pans de bois sont placés horizontalement et maintenus à chaque extrémité dans des glissières. Ils ne peuvent pas contrôler le débit et sont utilisés uniquement pour l'arrêter. Si l'écoulement doit être arrêté complètement, lorsqu'une réparation est nécessaire en aval, l'utilisation de deux jeux de batardeaux parallèles est conseillée. Ils doivent être séparés d'environ 15 cm, de telle sorte qu'un matériau de colmatage puisse être introduit entre eux. Les vannes levantes ou coulissants sont généralement utilisées dans les aménagements basse chute, par exemple pour contrôler l'écoulement dans des canaux ouverts C'est le mode de contrôle de débit utilisé dans les structures d'adduction, dans lesquelles, si nécessaire, l'écoulement peut être arrêté complètement pour permettre leur vidange. Les vannes de type coulissante en fonte sont les plus utilisées pour les ouvertures de moins de deux mètres carrés. Pour les ouvertures plus grandes, elles sont en acier, ce qui est plus économique. Les vannes de type guillotine sont rarement utilisées comme vanne de sécurité dans des conduites forcées parce qu'elles sont trop longues à fermer. Le dispositif de fermeture glisse entre deux guides à l'intérieur de la vanne.

Figure 5.70 : Dispositif d'arrêt en forme de coin



Photographie 5.23 : Vanne de régulation et déversoir latéral

La pression d'eau qui pousse le dispositif d'arrêt contre son siège rend le fonctionnement de la vanne difficile lorsque qu'elle est utilisée dans une conduite de haute pression. Ce problème est évité à l'aide d'un dispositif de fermeture en forme de coin (figure 5.25), de sorte que le joint soit décollé des glissières dès l'ouverture de la vanne, même sur une petite distance. Pour assurer une bonne étanchéité tout autour d'une vanne coulissante, différents types de joints en caoutchouc sont utilisés. Ceux-ci peuvent être constitués de caoutchouc naturel, de composés de styrène butadiène ou de nitriles.

L'ouverture de petites vannes de réglage de débit peut être assurée au moyen d'un cric manuel, d'un vérin hydraulique ou d'un actionneur électrique commandant un système vis-écrou (photographies 5.11 et 5.12).

Les vannes papillons sont constituées d'un disque, en forme, de lentille monté sur un arbre, pivotant pour fermer le passage (figure 5.26). Dans une conduite sous pression, chaque côté du disque est soumis à la même pression, de sorte que la vanne soit facile à manœuvrer et puisse être fermée rapidement. Les vannes-papillons sont utilisées comme vannes de garde pour les turbines et comme vannes régulatrices. On comprend aisément que lorsqu'elles sont utilisées pour la régulation, elles génèrent inévitablement des pertes de charge car la lentille reste dans l'écoulement et provoque des turbulences.

Photographie 5.24 : Vérin hydraulique de commande de vanne

Figure 5.71 : Vanne-papillon (principe)

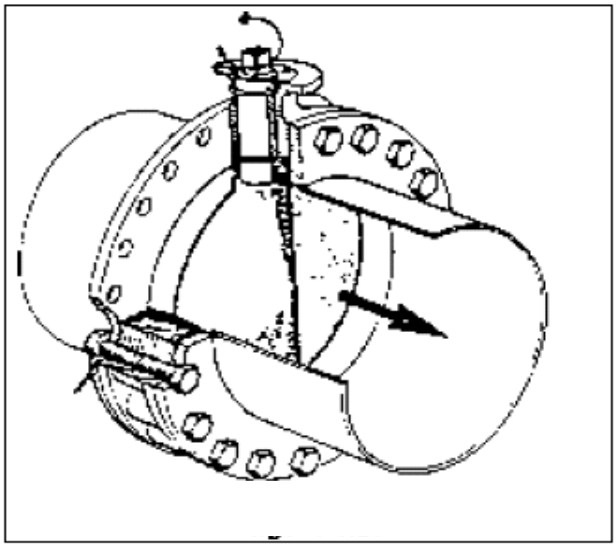
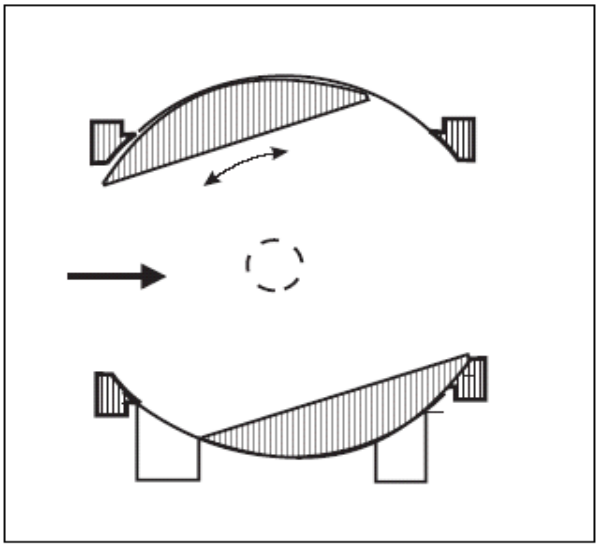


Figure 5.72 : Vanne sphérique (principe)



Les vannes-papillons sont simples et peuvent être manœuvrées manuellement ou hydrauliquement. La photographie 5.13 représente une grande vanne-papillon en cours de montage dans une centrale et la photographie 5.14 représente une vanne-papillon actionnée par un vérin hydraulique, avec son système d'ouverture à contrepoids à l'entrée d'une petite turbine Francis.

Photographie 5.25 : Grande vanne-papillon

Photographie 5.26 : Vanne-papillon

Les vannes sphériques (figure 5.27) ont des pertes de charge moins importantes que les vannes guillotine ou les vannes-papillons. Résistant cependant à des hautes pressions, elles sont couramment utilisées en dépit de leur coût plus élevé.

Les vannes à segment, de conception différente, permettent de régler une lame déversante sur le dessus et un contrôle précis de l'eau en amont et en aval. La photographie 5.15 montre une vanne à segment sur la gauche, prête à être installée, et l'emplacement du segment entre deux piles en béton à droite. Une telle vanne s'élève ou s'abaisse pour permettre à l'eau de passer. Le plateau incurvé qui forme la face en amont est concentrique par rapport aux pivots de la vanne. Ceux-ci sont ancrés dans les piles et supportent toute la charge hydrostatique. De ce fait, les efforts nécessaires à la manœuvre de levage sont minimisés.

Les pertes de charge dans les vannes sont relativement élevées, particulièrement lorsqu'il s'agit de dispositifs de régulation. Pour plus de détails, se reporter au chapitre 2, section 2.2.2.4 et à la bibliographie associée.

Photographies 5.27 : Vanne à segment (à gauche) et son emplacement entre deux piles en béton

5.6 Canaux à ciel ouvert

5.6.1 Conception et dimensions

Le débit d'un canal est fonction de son profil transversal, de sa pente et de sa rugosité. Les canaux naturels sont généralement très irréguliers dans leur forme, et leur rugosité change le long de son parcours et au cours du temps. L'application de la mécanique des fluides pour les canaux naturels est plus complexe que pour les canaux artificiels, dans lesquels la section transversale est de forme régulière et la rugosité des matériaux de construction – terre, béton, acier ou bois – est bien documentée, de telle sorte que les résultats obtenus sont assez précis.

Le tableau 2.5, au chapitre 2, montre les propriétés géométriques fondamentales de différentes sections de canal.

Dans les petits aménagements hydroélectriques, l'écoulement dans les canaux est en général du domaine de l'écoulement turbulent et l'équation de Manning peut être appliquée :

$$Q = \frac{A \cdot R^{2/3} \cdot S^{1/2}}{n} = \frac{A^{5/3} \cdot S^{1/2}}{n \cdot P^{2/3}} \qquad (5.12)$$

où n est le coefficient de Manning, qui, dans le cas de canaux revêtus artificiellement, peut être évalué avec une précision raisonnable, et S est le gradient hydraulique, lequel est généralement la pente du lit du canal.

En variante :

$$S = \left(\frac{Q \cdot n \cdot P^{2/3}}{A^{5/3}} \right)^2 = \left(\frac{Q \cdot n}{AR^{2/3}} \right)^2 \qquad (5.13)$$

L'équation ci-dessus s'applique pour les unités SI. Pour utiliser des unités anglo-saxonnes, l'équation doit être modifiée en :

$$Q = \frac{1.49 A^{5/3} \cdot S^{1/2}}{n \cdot P^{2/3}} \qquad (5.14)$$

où Q est en ft^3/s; A en ft^2 et P en ft. n a la même valeur que précédemment.

L'équation ci-dessus montre que pour la même section transversale A et la même pente de canal S, un canal avec un rayon hydraulique R plus grand, délivre un plus grand débit. Cela signifie que pour une section transversale donnée, la section ayant le périmètre le moins mouillé est le plus efficace sur le plan hydraulique. Les sections semi-circulaires sont par conséquent les plus efficaces. Une section semi-circulaire, à moins d'être construite avec des matériaux préfabriqués, entraîne toutefois une construction et une maintenance coûteuses et difficiles. La section trapézoïdale la plus efficace est le demi hexagone, dont les berges ont une pente de 1/0,577. Cela est uniquement vrai si le niveau d'eau atteint le niveau du sommet de la berge. Les dimensions réelles doivent inclure une revanche (distance verticale entre la surface d'eau définie et le sommet de la berge) pour empêcher des déversements au dessus des berges par suite des fluctuations de niveau. La revanche minimum pour des canaux revêtus est d'environ 10 cm, et pour des canaux non revêtus, celle-ci doit correspondre à environ un tiers de la profondeur d'eau définie avec un minimum de quinze centimètres. Pour empêcher un débordement du canal, il est possible d'installer des déversoirs espacés de façon appropriée; l'eau en excès est évacuée via le déversoir, vers un lit de rivière existant ou vers une rigole.

A noter que la meilleure section hydraulique ne présente pas nécessairement le coût le plus bas d'excavation. Si le canal n'est pas revêtu, la pente des berges maximale est déterminée par la pente à laquelle le matériau restera stable sous l'eau de manière permanente. Les berges en argile peuvent admettre une pente de rapport vertical à horizontal de ¾, alors que des sols sablonneux doivent avoir des pentes plus plates (1 à 2).

Le tableau 5.3 définit, pour les sections de canal les plus communes, le profil optimum en fonction de la profondeur d'eau, ainsi que les paramètres de ce profil.

Tableau 5.11 : Paramètres hydrauliques pour des sections transversales de canal conventionnelles

Type de canal	n de Manning
Canaux de terre excavés	
Propre	0,022
Graveleux	0,025
Herbeux	0,030
Caillouteux, galets (ou courants naturels)	0,035
Canaux revêtus artificiellement	
Bronze	0,011
Acier, lisse	0,012
Acier, peint	0,014
Acier riveté	0,015
Fonte	0,013
Béton, bien fini	0,012
Béton, brut	0,014
Bois raboté	0,012
Brique	0,014
Maçonnerie	0,015
Asphalte	0,016
Métal oxydé	0,022
Maçonnerie en moellons bruts	0,025

Tableau 5.12 : Profil optimum pour différentes sections de canal

Section de canal	Section A	Périmètre mouillé P	Rayon hydraulique R	Largeur au miroir T	Profondeur d'eau d
Demi hexagone Trapézoïdal	1,73 y^2	3,46 y	0,500 y	2,31 y	0,750 y
Rectangle : demi-carré	2 y^2	4 y	0,500 y	2 y	y
Triangle : demi-carré	y^2	2,83 y	0,354 y	2 y	0,500 y
Demi-cercle	0,5πy^2	π y	0,500 y	2 y	0,250 πy

Voir aussi tableau 2.5

Exemple 5.1

En considérant une profondeur d'écoulement de 1 m, une largeur de radier de canal de 1,5 m, des berges de pente 2 à 1, une pente de lit de 0,001 et un coefficient de Manning de 0,015, on détermine le débit (Q), et la vitesse moyenne (V).

Selon le tableau 2.5 pour b=1,5, z=1/2 et y=1

A= (b+zy) y =(1.5+0.5x1)x1=2m^2;

$$P = b + 2y\sqrt{(1+0.5z^2)} = 1.5 + 2\sqrt{1+0.5^2} = 3.736m$$

On applique (5.12) pour A=2 et P=3,736

$$Q = \frac{1}{0.015} x \frac{2^{5/3}}{3.736^{2/3}} x\sqrt{0.001} = 2.78m^3/s$$

V=Q/A=2.78/2=1.39 m/s

Exemple 5.2

On détermine la pente en connaissant le débit et les dimensions du canal. Pour un canal revêtu ayant une surface de ciment lisse (n=0,011), un radier de largeur 2 m, des berges de pente 1 à 2 et une profondeur d'eau uniforme de 1,2 m, on détermine la pente de lit pour un débit de 17,5 m^3/s.

On applique les formules du tableau 2.5 : b = 2m, z = 2 m, y = 1.2 m

A= (b+zy) y =5.28 m^2;

$$S = \left(\frac{17.5 \cdot 0.011}{5.28 \cdot 0.717^{2/3}}\right)^2 = 0.002$$

Lorsque la section de canal, la pente et le débit sont connus et que la profondeur « d » est demandée, l'équation 5.12 (ni aucune autre) ne fournit de réponse directe, des calculs itératifs doivent par conséquent être réalisés.

Exemple 5.3

Soit un canal ouvert trapézoïdal d'une largeur de radier de 3 m et dont les berges ont une pente de 1,5 à 1. Le coefficient de Manning du canal est de 0.013. La pente du lit est de 0,0016 et le débit est de 21 m3/s.

Calculer la profondeur.

Selon le tableau 2.5 l'aire A et le périmètre mouillé P sont donnés par :

A= (b+zy) y = (3 + 1,5y) y

$$P = b + 2y\sqrt{(1+0.5z^2)} = 3 + 3.6y$$

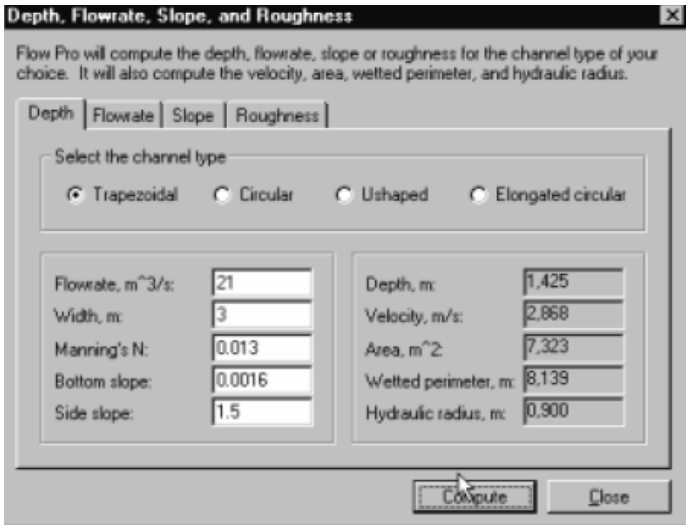
A l'aide de 5.13, calculer A et R pour les différentes valeurs de y, jusqu'à trouver une valeur du facteur de section $A.R^{2/3}$approchant 6,825:

Pour y = 1,5 m A=7,875, R=0,937, $AR^{2/3}$ =7,539

Pour y = 1,4 m A=7,140, R=0,887, $AR^{2/3}$ =6,593

Pour y = 1,43 m a=7,357, R=0,902, $AR^{2/3}$ =6,869

Selon les résultats ci-dessus, la profondeur normale est légèrement au-dessous de 1,43. En utilisant le logiciel FlowPro, mentionné dans le chapitre 2, il sera directement calculé, les résultats apparaissant comme sur la vue d'écran ci-dessous. On a alors une profondeur de 1,425, avec A=7.323, P=8,139, R=0,900 et un facteur de section de 6,826.



En résumé, le tracé de canaux doit suivre les étapes sont les suivantes :

- Evaluer le coefficient n à partir du tableau 5.2
- Calculer le facteur de forme $AR^{2/3} = \frac{nQ}{\sqrt{S}}$ avec les paramètres connus au second terme
- Si une section optimale est demandée, appliquer les valeurs du tableau 5.3. Ou bien utiliser les valeurs dans le tableau 2.5
- Vérifier si la vitesse est assez élevée pour éviter un dépôt de sédiments ou une flore aquatique
- Vérifier le nombre de Froude NF pour déterminer si c'est un écoulement sous critique ou supercritique
- Définir la revanche demandée

Exemple 5.4

Concevoir un canal trapézoïdal pour un débit de 11 m3/s. Le canal sera revêtu de béton bien fini et la pente sera de 0,001.

Etape 1. Manning n= 0,012

Etape 2. Calculer le facteur de forme

$$AR^{2/3} = \frac{nQ}{\sqrt{S}} = \frac{0.012x11}{\sqrt{0.001}} = 4.174$$

Etape 3. Pas d'intention de trouver une section optimale.

Étape 4. On considère une largeur de fond de 6 m et des berges de pente 2 :1, calculer la profondeur par itération selon l'exemple 5.3.

d = 0,87 m ; A = 6,734 m^2

Etape 5. Calculer la vitesse

V = 11/6,734 = 1,63 m/s OK

Etape 6. Hauteur totale du canal. Les tableaux de l'US Bureau of Reclamation (USA) recommandent une revanche de 0,37 m. Le logiciel FlowPro fournit tous les résultats.

5.6.2 Excavation et stabilité

Pour les aménagements hydroélectriques conventionnels et quelquefois pour ceux de petite taille, particulièrement dans de grandes vallées où les canaux doivent acheminer de grands débits, ceux-ci sont conçus selon le schéma de la figure 5.28. Pour ce type de profil, le sol excavé est utilisé pour construire des endiguements, pas seulement à la hauteur d'eau calculée, mais également pour constituer une revanche, hauteur supplémentaire nécessaire pour faire face à l'augmentation de niveau produite par une fermeture de vanne brutale, par des vagues ou par une augmentation excessive du niveau du canal lui-même due à de fortes pluies. Ces canaux d'endiguement bien que faciles à construire, sont difficiles à maintenir, en raison de l'érosion de la paroi et de la croissance des plantes aquatiques.

La stabilité des parois est définie par un entraînement éventuel des matériaux. Il peut être accentué par des changements de niveau d'eaux rapides dans le canal. La vitesse d'écoulement dans des canaux non revêtus doit être maintenue au-dessus d'une valeur minimum pour empêcher une croissance des plantes aquatiques et une sédimentation, mais au-dessous d'une valeur maximum pour empêcher une érosion.

Si le canal n'a pas de revêtement, la vitesse maximum pour empêcher une érosion est dépendante du diamètre de grain moyen du matériau d'accumulation d_m :

$$V \leq 5.7 \cdot d_m^{1/3} \cdot R_h^{1/6} \qquad (5.15)$$

Où R_h est le rayon hydraulique du canal. Pour des diamètres de grain de 1 mm et un rayon hydraulique de 1 à 3 m, les vitesses critiques sont de l'ordre de 0,6-0,7 m/s. Pour des diamètres de grain de 10 mm, les vitesses critiques sont comprises entre 1,2 et 1,5 m/s pour le même rayon hydraulique. L'équation ci-dessus peut être utilisée pour des diamètres de grain supérieurs à 0,1 mm.

Pour des sols homogènes, les vitesses critiques sont comprises entre 0,4 et 1,5 m/s. Les canaux avec revêtement en béton peuvent avoir des vitesses d'eau claire jusqu'à 10 m/s. Même si l'eau contient du sable, du gravier ou des cailloux, des vitesses jusqu'à 4 m/s sont acceptables.

Par ailleurs, pour garder le limon en suspension après la prise, la vitesse d'écoulement doit être au moins de 0,3-0,5 m/s. Pour empêcher une croissance de plantes aquatiques, les vitesses minimales sont de 0,5-0,75 m/s et les profondeurs d'eau minimales sont de 1,5-2,0 m.

Figure 5.73 : Conception des canaux

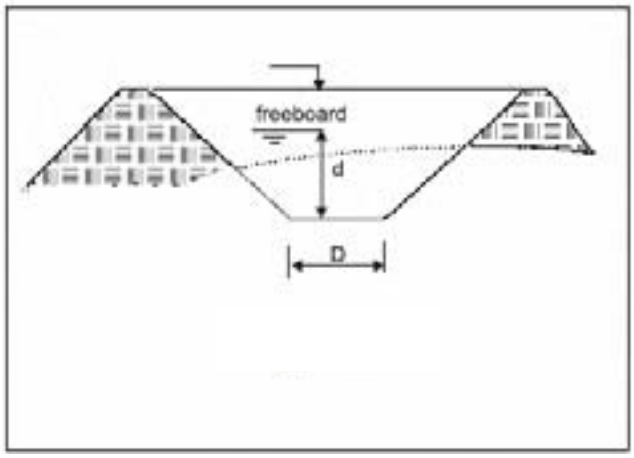
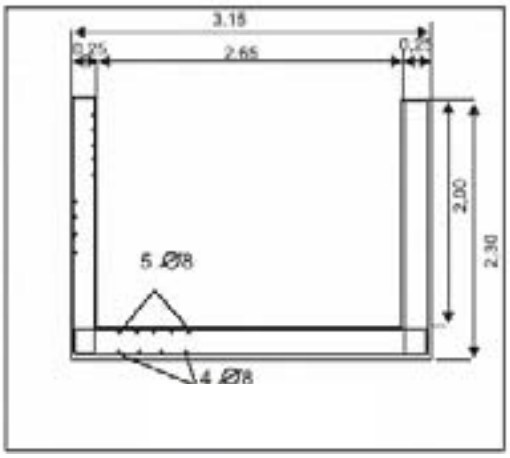
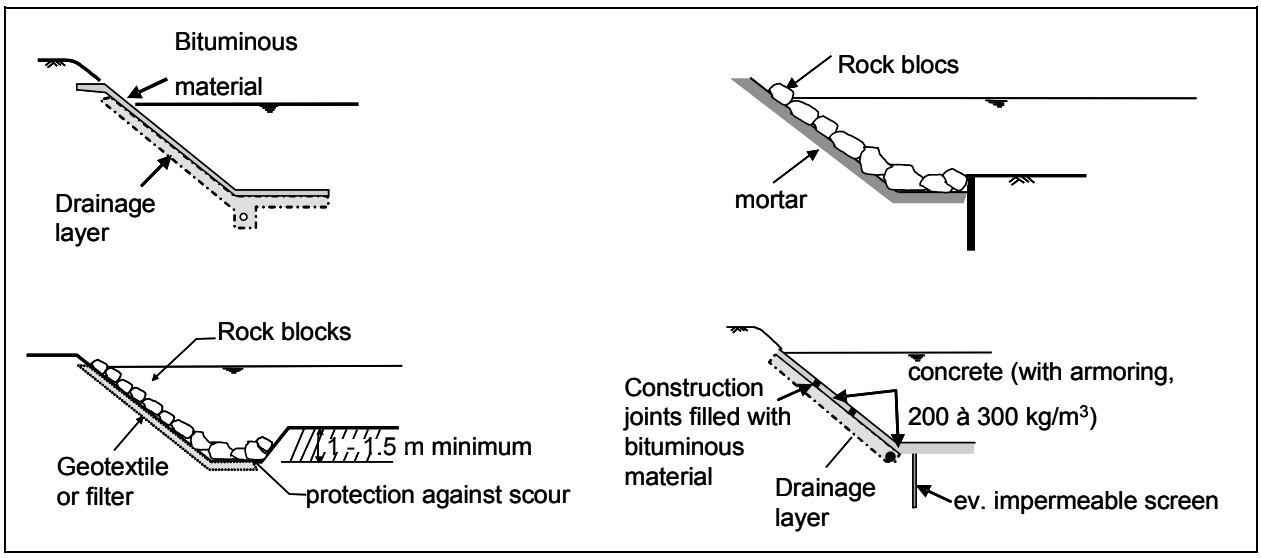


Figure 5.74 : Canal renforcé rectangulaire



Un revêtement approprié fournit une protection aux berges. Les matériaux pouvant être utilisés sont : la végétation, des enrochements bétonnés ou non, des matériaux bitumineux, ou du béton. Quelques exemples sont présentés sur la figure 5.30.

Figure 5.75 : Matériaux utilisés pour la protection



Dans les aménagements de haute montagne, le canal est habituellement construit en béton armé, de sorte que la législation environnementale puisse exiger qu'il soit recouvert et revégétalisé. La figure 5.29 montre la section schématique d'un canal de béton armé rectangulaire dans l'aménagement de Cordiñanes, dont on fait référence au chapitre 4, et la photographie 5.16 montre

le même canal non encore couvert de dalles en béton pouvant servir de base pour un nouveau sol et une nouvelle végétation. Quelques fois, pour garantir l'absence d'infiltration, le canal est revêtu de membranes géotextiles, pour empêcher des glissements de terrain entraînés par le lessivage de matériaux argilifères.

Comme illustré par les exemples suivants, une fois que le profil de canal a été sélectionné, il est facile de calculer son débit maximum.

Photographie 5.28: Canal dans les Cordiñanes

Photographie 5.29 : Déversoir latéral

Pour s'assurer que le canal ne déborde jamais, et ne compromette la stabilité des berges, un déversoir latéral (comme sur la photographie 5.17) doit être installé, tout en prévoyant une revanche importante.

Avant de décider définitivement du tracé du canal, un géologue doit soigneusement étudier la géomorphologie du terrain. La photographie 5.18 montre clairement comment une crue peut endommager un canal d'amenée (6 m de large et 500 m de long, dans un aménagement de 2 MW). Une crue est survenue, laquelle s'est révélée être, par la suite, une crue centennale. Lors de la crue, le canal amont était vide, et des sous-pressions ont détruit le canal. On doit aussi prendre en compte les genres d'accidents détaillés dans le chapitre 4, section 4.4.

Photographie 5.30 : Elévation

Photographie 5.31 : Canal autoporté

Obstacles à contourner

Des obstacles peuvent survenir le long du tracé d'un canal et pour les contourner, il est nécessaire de passer par-dessus, autour ou par-dessous.

La traversée d'un cours d'eau ou d'un ravin demande l'installation d'un canal auto porté, sorte de prolongation de canal, ayant la même pente, supporté par des piliers de béton, d'acier ou s'étendant comme un pont. Les conduites en acier sont souvent la meilleure solution, parce que la conduite peut être utilisée comme base d'un pont en treillis métallique construit sur site. L'unique problème éventuel est la difficulté de supprimer les dépôts de sédiments lorsque le canal est rempli d'eau stagnante. La photographie 5.19 montre un ouvrage de ce type en Chine.

Des siphons inversés peuvent également régler le problème. Un siphon inversé est constitué d'une structure d'entrée et d'une structure de sortie, qui sont reliées par une canalisation. Le calcul de diamètre suit les mêmes règles que pour les conduites forcées, lesquelles sont étudiées ci-dessous.

5.7 Conduites forcées

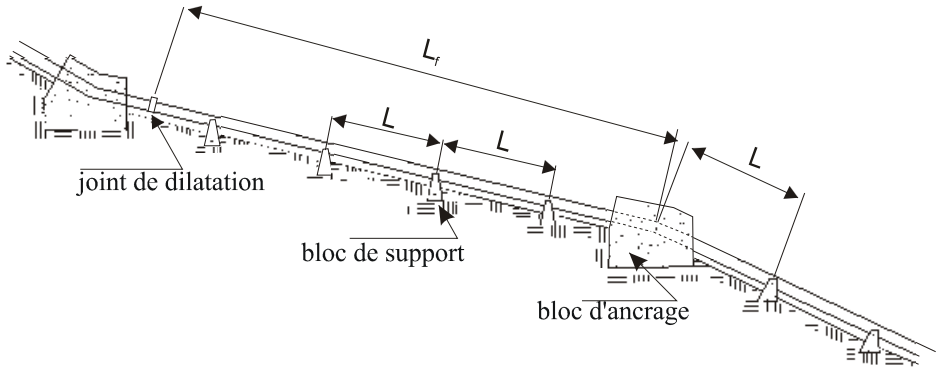
Choix d'agencement et de matériaux pour conduites forcées

L'acheminement de l'eau en direction de la centrale à partir de la prise (définition d'une conduite) peut paraître simple. Toutefois, le choix de l'agencement le plus économique pour une conduite forcée n'est pas une tâche facile. Les conduites forcées peuvent être apparentes ou enterrées, en fonction de facteurs tels que la nature du sol lui-même, le matériau pour la conduite forcée, les températures ambiantes et les contraintes environnementales.

Une conduite forcée de petit diamètre en PVC, par exemple, peut être posée sur le sol en fond de fouille selon sa configuration, à l'aide de sable et de gravier autour de la conduite pour fournir une bonne isolation. De petites conduites installées de cette manière ne nécessitent pas de blocs d'ancrage ni de joints de dilatation.

Les conduites forcées plus grandes ne sont généralement enterrées que si un minimum d'excavation de roche est exigé. Les conduites forcées enterrées doivent être soigneusement peintes et revêtues pour protéger l'extérieur de la corrosion, mais en supposant que le revêtement de protection n'est pas endommagé lors de l'installation, la maintenance ultérieure devrait être minime. Sur le plan environnemental, la solution est optimale car le sol peut revenir à son état d'origine, et la conduite forcée ne constitue pas d'obstacle à la faune ni à la flore.

Figure 5.76 : Conduite forcée



Une conduite forcée installée au-dessus du sol peut être conçue avec ou sans joints de dilatation. Les variations de température sont particulièrement importantes si la turbine ne fonctionne pas de manière continue, ou lorsque la conduite forcée est vidée pour une réparation, ce qui entraîne une dilatation ou une contraction thermique. Habituellement, la conduite forcée est construite en lignes droites ou presque droites, avec des blocs d'ancrage en béton à chaque coude et avec un joint de dilatation entre chaque bloc d'ancrage (figure 5.31). Les blocs d'ancrage doivent résister à la poussée de la conduite forcée ainsi qu'aux efforts induits par sa dilatation ou sa contraction. Les fondations doivent donc, si possible, être réalisées sur de la roche. Si, en raison de la nature du sol, les blocs d'ancrage demandent de grands volumes de béton, entraînant des coûts élevés, en solution alternative il peut être possible d'éliminer chaque deuxième bloc d'ancrage et tous les joints de dilatation, permettant aux coudes de bouger légèrement. Dans ce cas, il est souhaitable de poser les sections droites de la conduite forcée sur des berceaux en acier, adaptés aux contours de la conduite et couvrant généralement 120 degrés de la section (figure 5.32). Le berceau peut être constitue de profilés et de plaques d'acier, avec un matériau autolubrifié placée entre le berceau et la conduite pour réduire les forces de frottement. Les déplacements peuvent être absorbés par les joints de dilatation, ou en concevant le tracé de la conduite avec des coudes libres de leur mouvement.

Si la conduite forcée utilise un principe d'assemblage en tulipe avec des joints toriques, alors la dilatation et la contraction seront absorbées au niveau des joints.

Aujourd'hui, il existe un grand choix de matériaux pour les conduites forcées : acier, fonte, PEHD, béton à âme en tôle, etc. Pour les fortes chutes et les diamètres importants, la construction mécano soudée est souvent le meilleur choix. Toutefois, les tubes soudés en spirale sont à considérer, s'ils existent dans la dimension requise, car leur prix est compétitif. Pour des hautes chutes, les conduites en fonte ductile ou en acier sont souhaitables, mais pour des moyennes et basses chutes, l'acier est moins approprié. En effet, les couches de protection contre la corrosion internes et externes ne

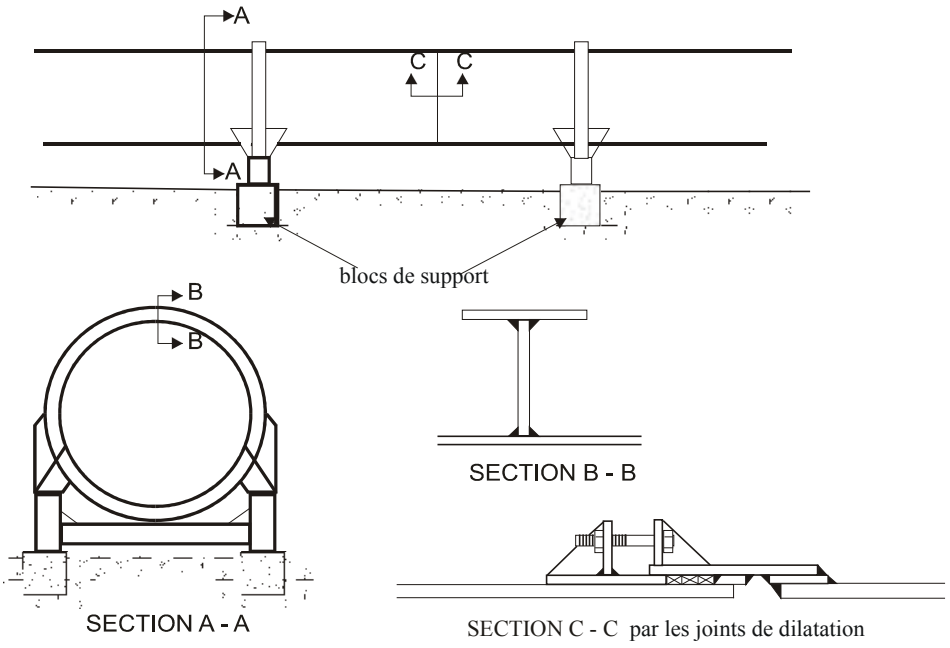
diminuent pas avec l'épaisseur de paroi, et, de plus, il existe une épaisseur de paroi minimum pour la conduite.

Pour des diamètres plus petits, il faut choisir entre:

- des conduites en acier mécano soudées, munies d'un assemblage en tulipe et joints toriques, qui évitent le soudage au chantier, ou de brides soudées boulonnées sur site (figure 5.33) ;
- des conduites en béton centrifugé ou précontraint ;
- des tuyaux en fonte ductile emboîtés en tulipe avec joints;
- des conduites en amiante ciment ;
- des conduites en plastique renforcé de verre (GRP) ;
- et des tuyaux en plastique PVC ou en polyéthylène (PE).

Le tuyau en plastique PE14 est une solution très attractive pour des moyennes chutes (une conduite en PVC de 0,4 m de diamètre peut être utilisée jusqu'à une chute maximum de 200 mètres) parce qu'il est souvent plus économique, plus léger et plus facile à utiliser que l'acier et ne nécessite pas de protection contre la corrosion. Les conduites en PVC15 sont faciles à installer grâce à l'assemblage emboîté en tulipe muni de joints toriques. Les tuyaux en PVC sont habituellement installés sous terre avec une couverture minimum d'un mètre. En raison de leur résistance réduite aux rayons UV, ils ne peuvent pas être utilisés en surface à moins d'être peints, enrobés ou revêtus. Le rayon minimum de courbure d'un tuyau en PVC est relativement grand (100 fois le diamètre d'une conduite), et son coefficient de dilatation thermique est cinq fois plus élevé que pour l'acier. Ils sont également fragiles et inappropriés pour des sols rocheux.

Figure 5.77 : Conduite forcée avec blocs d'ancrage en béton et joints de dilatation



Les tuyaux en PE16 (polyéthylène de poids moléculaire élevé) peuvent être posés sur le sol et s'adapter aux courbes de 20-40 fois le diamètre de tuyau (pour des courbes plus raides, des raccords particuliers sont exigés). Un tuyau en PE flotte sur l'eau et peut être tiré par un câble en grandes longueurs, cependant il doit être assemblé sur place à l'aide d'un soudage par fusion, ce qui implique un équipement particulier. Des tuyaux en PE peuvent supporter le gel sans dommages, mais ne sont pas disponibles au delà de 300 mm de diamètre.

Une autre solution consiste à utiliser des conduites forcées en béton armé, précontraintes ou non, avec enveloppe intérieure en acier pour éviter les fuites; fournies avec un assemblage en tulipe et des joints en caoutchouc. Malheureusement, leur poids important rend le transport et la manutention coûteux, mais ils ne sont cependant pas affectés par la corrosion.

Dans les pays en voie de développement, la conduite en bois renforcée par des cerces de tôles d'acier constitue une variante pouvant être utilisée pour des diamètres allant jusqu'à 5,5 mètres et des chutes allant jusqu'à 50 mètres (jusqu'à 120 mètres pour un diamètre de 1,5 mètres). Les avantages sont : une flexibilité s'adaptant aux conformités du terrain, la facilité de pose sur sol pratiquement sans mise à niveau, aucun besoin de joints de dilatation et aucune nécessité de supports en béton ou de protection contre la corrosion. Une conduite en bois est assemblée à partir de douves individuelles et de bandes ou cerces en acier qui lui permettent d'être facilement transportée, même sur un terrain difficile. Les inconvénients sont : des pertes, particulièrement pendant les opérations de remplissage, la nécessité de garder le tuyau rempli d'eau lorsque la turbine est en maintenance, et un entretien important comme par exemple le revêtement par pulvérisation de goudron tous les cinq ans. Le tableau 5.4 indique les principales propriétés des matériaux adaptés pour les conduites forcées. Quelques-unes des données ne dépendent pas directement du matériau, particulièrement les valeurs du coefficient de Hazen Williams qui dépendent de l'état de surface du tuyau.

Figure 5.78 . Conduite en acier mécano soudée

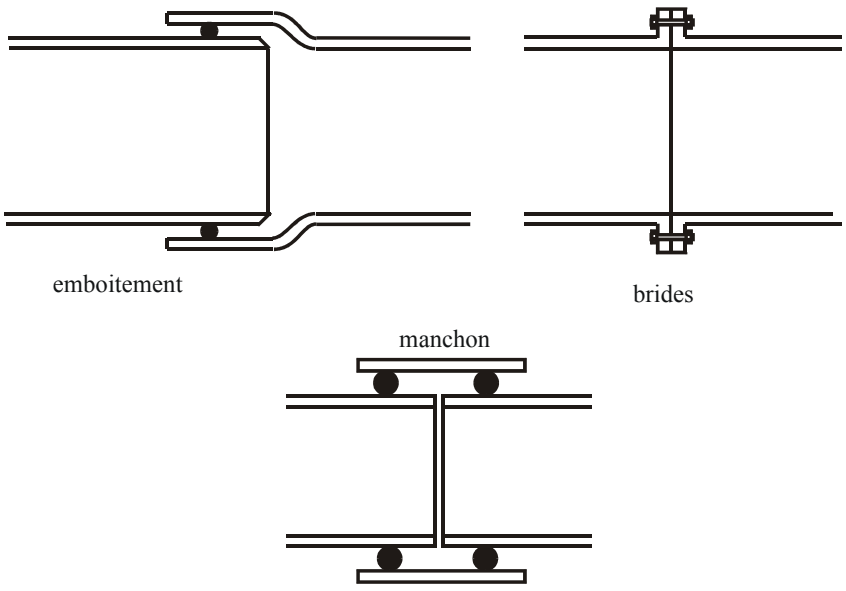


Tableau 5.13 : Différentes caractéristiques de matériaux

Matériau	Module d'élasticité de Young E (N/mm²) E9	Coefficient de dilatation linéaire a (m/m°c) E6	Résistance à la rupture maximale (N/mm²) E6	n
Acier soudé	206	12	400	0,012
Polyéthylène	0,55	140	5	0,009
Chloride polyvinyle (PVC)	2,75	54	13	0,009
Ciment amianté	n/a	8,1	n/a	0,011
Fonte	78,5	10	140	0,014
Fonte ductile	16,7	11	340	0,013

Conception hydraulique et exigences structurelles

Une conduite forcée est caractérisée par un matériau, un diamètre, une épaisseur de paroi et un type de joints :

- Le matériau est sélectionné selon les conditions de sol, l'accessibilité, le poids, le système de jonction et le coût,
- Le diamètre est sélectionné pour réduire les pertes de frottement dans la conduite forcée jusqu'à un niveau acceptable,
- L'épaisseur de paroi est sélectionnée pour résister à la pression hydraulique interne maximale, incluant une surpression transitoire.

Diamètre de conduite forcée

Le diamètre est choisi en optimisant le coût de la conduite forcée par rapport aux pertes de puissance qu'elle génère. Pour mémoire, la puissance électrique disponible est donnée par l'équation (voire également le chapitre 6.2.1) :

$$P_h = \rho \cdot Q \cdot gH \cdot \eta \qquad [W]$$

où Q = débit en m^3/s

gH = énergie hydraulique massique à disposition

ρ = masse volumique de l'eau en kg/m^3

η = rendement total

La chute nette (encore largement utilisée) correspond à gH/g ou g est la constante de gravité. Elle équivaut à la chute brute (dénivellation) moins la somme de toutes les pertes, incluant les pertes par turbulence et frottement (pertes de charge) dans la conduite forcée, qui sont pratiquement proportionnelles au carré de la vitesse d'écoulement. Pour transporter un certain débit, une conduite forcée de petit diamètre va nécessiter une vitesse d'eau plus élevée qu'une conduite forcée de grand

diamètre, et par conséquent, les pertes vont être plus grandes. Sélectionner un diamètre aussi petit que possible va minimiser le coût de la conduite forcée mais augmenter les pertes d'énergie et vice versa. Le chapitre 2 détaille les calculs de perte par frottement, soulignant particulièrement la représentation graphique des équations de Colebrook (les diagrammes de Moody et de Walllingford) ainsi que la formule de Manning. Ce chapitre se limitera donc essentiellement à illustrer l'utilisation de ces relations et graphique en résolvant des exemples concrets.

Un simple critère pour le choix du diamètre est de limiter la perte de charge à un certain pourcentage. Une perte d'énergie de 4 % est habituellement admise. Une approche plus rigoureuse consiste à sélectionner différents diamètres possibles, en calculant la puissance disponible et l'énergie annuelle produite. La valeur de cette perte d'énergie par rapport à la durée de vie de la centrale est calculée et déterminée pour chaque diamètre (figure 5.34). Parallèlement, le coût de la conduite pour chaque diamètre est également déterminé. Les deux courbes sont superposées graphiquement et le diamètre optimal sera celui le plus près de la valeur optimale.

En fait, les pertes de charge principales dans une conduite forcée sont les pertes de frottement. Les pertes de charge causées par les turbulences au passage de la grille amont, à l'entrée de la conduite, dans les coudes, les dilatations, les contractions et les vannes sont des pertes mineures. Par conséquent, une première approche va suffire pour calculer les pertes de frottement, en utilisant par exemple l'équation de Manning :

$$\frac{h_f}{L} = 10.3\frac{n^2Q^2}{D^{5.333}} \tag{5.16}$$

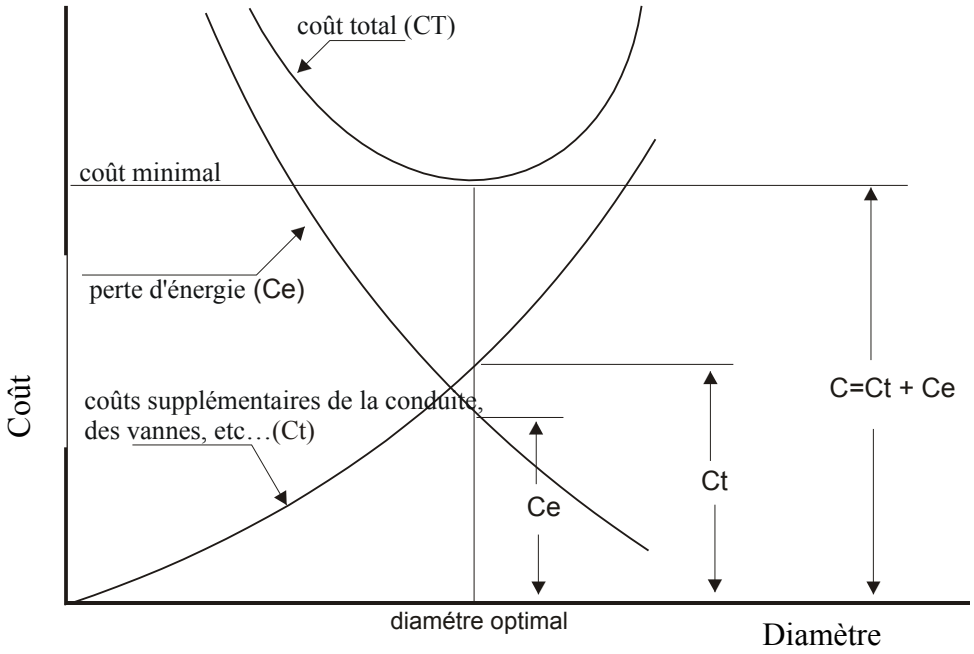
En examinant l'équation ci-dessus, on peut voir qu'en divisant le diamètre par deux, on aurait les pertes multipliées par 40. De là, il s'en suit :

$$D = \left(\frac{10.3 \cdot n^2Q^2 \cdot L}{h_f}\right)^{0.1875} \tag{5.17}$$

Si nous limitons h_f à 4H/100, D peut être calculé en connaissant Q, n et L, par l'équation:

$$D = 2.69\left(\frac{n^2Q^2L}{H}\right)^{0.1875} \tag{5.18}$$

Figure 5.79 : Optimisation économique



Exemple 5.5

Un aménagement comporte une dénivellation de 85 m, un débit de 3 m^3/s, et une conduite forcée longue de 173 m en acier soudé. Calculer le diamètre de telle sorte que les pertes d'énergie dues au frottement ne dépassent pas 4 % :

Selon l'équation (5.18) :

$$D = 2.69\left(\frac{3^2 x 0.012^2 x 173}{85}\right)^{0,1875} = 0.88\, m$$

Nous sélectionnons un tuyau en acier soudé de 1 m et calculons toutes les pertes dans le prochain exemple.

Exemple 5.6

Calculer les pertes de frottement et de turbulence dans un aménagement tel que représenté sur la figure 5.35. Le débit théorique est de 3 m^3/s et la dénivellation de 85 m. Le diamètre de la conduite forcée en acier soudé est de 1,0 m. Le rayon de courbure des coudes est de quatre fois le diamètre. A l'entrée de la prise d'eau, il y a une grille ayant une surface totale de 6 m^2, inclinée à 60° par rapport à l'horizontale. Les barreaux sont des barreaux en acier inoxydable d'épaisseur 12 mm, et la distance entre barreaux est de 70 mm.

(Voir exemple 3.11).

La vitesse d'écoulement à la grille est : (avec K_1=1)

$$V_0 = 3x\frac{70+12}{70}x\frac{1}{6}x\frac{1}{0.866} = 0.7\,m/s$$

La perte de charge à travers la grille est donnée par la formule de Kilchner :

$$h_f = 2.4x\left(\frac{12}{70}\right)^{4/3}x\frac{0{,}7^2}{2x9.81}x0.866 = 0.0049\,m$$

La perte de charge à l'entrée de la conduite forcée est donnée sur la figure 2.7, chapitre 2 : K=0,08. La vitesse dans la conduite forcée est de 3,82 m/s, et donc la perte de charge à l'entrée est :

H_e= 0,08 x 3,822 / (2 x 9,81) = 0,06 m

La perte de frottement dans la conduite forcée, selon l'équation de Manning (5.16) est :

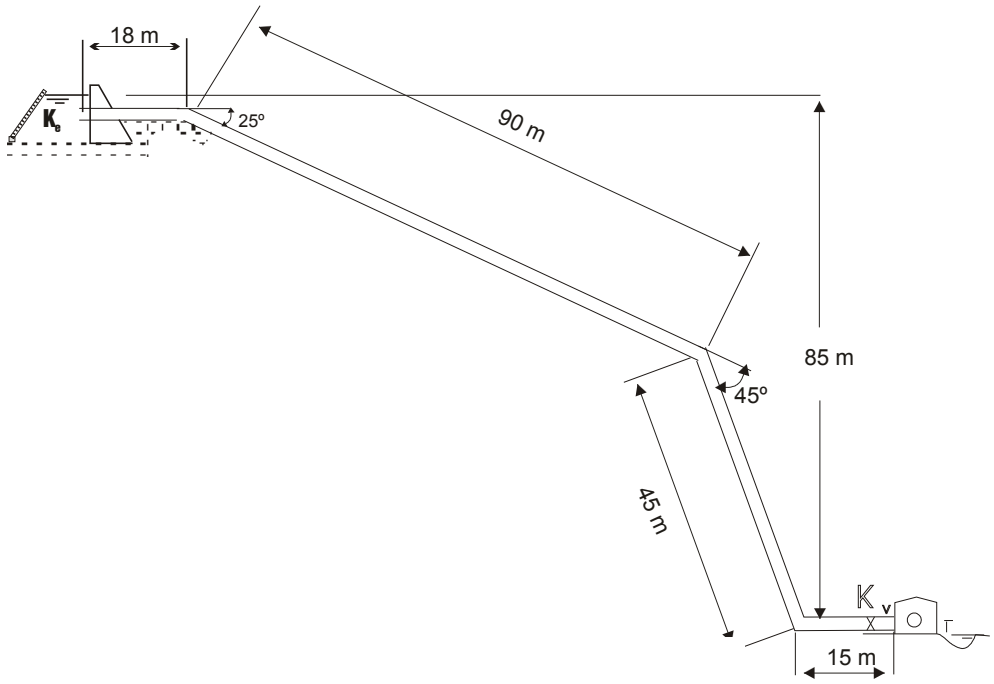
$$h_f = \frac{10.3x0.012^2x3^2}{1.0^{5.333}}x173 = 2.30\,m$$

Le coefficient Kb pour le premier coude est 0,05. Le coefficient pour le second coude est Kb=0,085 et pour le troisième coude, Kb=0,12. Les pertes de charge dans les trois coudes correspondent à :

(0,05 + 0,085 + 0,12) x 3,822 / (2 x 9,81) = 0,19 m.

La perte de charge dans la vanne d'arrêt est de : 0,15 x 3,822 / (2 x 9,81) = 0,11 m

Figure 5.80 : Conduite forcée, pertes de charge et turbulence



En résumé : Perte de charge dans la grille amont et entrée de conduite : 0,065 m

Perte de charge dans les trois coudes et la vanne : 0,30 m

Perte de charge par frottement dans la conduite forcée : 2,30 m

Perte de charge totale : 2,665 m équivalant à 3,14 % de l'énergie brute.

Epaisseur de paroi

L'épaisseur de paroi exigée dépend du matériau de la conduite, de sa résistance maximale à la traction, et de sa limite élastique, de son diamètre et de la pression d'exploitation. Dans les écoulements permanents (débit supposé constant dans le temps), la pression à un point quelconque le long de la conduite forcée est équivalente à la charge d'eau au-dessus de ce point (diminuée des pertes de charge jusqu'à ce point). L'épaisseur de paroi est dans ce cas calculée par l'équation :

$$e = \frac{P_1 \cdot D}{2\sigma_f} \tag{5.19}$$

où e = épaisseur de paroi en m

P_1 = pression hydrostatique en N/mm^2

D = diamètre interne de conduite en m

σ_f = contrainte admissible en N/mm^2

Dans des conduites en acier, l'équation ci-dessus est modifiée comme suit :

$$e = \frac{P_1 \cdot D}{2\sigma_f \cdot k_f} + e_s$$

où e_s = épaisseur supplémentaire pour prendre en compte la corrosion

k_f = 1 pour des conduites sans soudure

k_f = 0,9 pour soudures inspectées au rayon X

k_f = 1,0 pour des soudures inspectées aux rayons X et stabilisées

σ_f = contrainte admissible (140 N/mm^2)

La conduite doit être assez rigide pour être manipulée sans danger de déformation sur le terrain. ASME recommande une épaisseur minimum en mm équivalente à 2,5 fois le diamètre en mètres augmenté de 1,2 mm. D'autres organisations recommandent une épaisseur minimum t_{min} = (D+508)/400, où toutes les dimensions sont en mm.

Dans des grands aménagements, il peut être commode d'utiliser une conduite forcée ayant un diamètre uniforme, dans ce cas c'est l'épaisseur qui s'adapte en fonction des pressions hydrostatiques.

Une certaine portion de conduite forcée peut se trouver sous la ligne piézométrique et imploser sous des pressions inférieures à la pression atmosphérique. La dépression d'implosion sera donnée par (en kN/mm^2) :

$$Pc = 882500 \cdot \left(\frac{e}{D}\right)^3 \tag{5.20}$$

où e et D sont respectivement l'épaisseur de paroi et le diamètre de la conduite en mm.

Cette dépression peut être évitée en installant une conduite d'aération ayant un diamètre en cm donné par :

$$d = 7.47\sqrt{\frac{Q}{\sqrt{P_c}}} \tag{5.21}$$

avec:

d = diamètre de la conduite d'aération en cm
Q = débit en m^3/s
P_c = dépression d'implosion en kN/mm^2

pour $P_c \leq 0.49$ kN/mm^2 ; ou si cette valeur est dépassée:

$$d = 8.94\sqrt{Q}$$

Des changements brusques de débit peuvent survenir lorsque l'opérateur de la centrale ou le système de commande manœuvre rapidement les organes réglants de la turbine. De manière occasionnelle, le débit peut être coupé de manière brutale lors d'un déclenchement en pleine charge, ou simplement parce qu'un corps étranger est venu se bloquer entre le pointeau et la buse d'une turbine Pelton

L'onde de pression qui survient avec un changement brusque de vitesse d'écoulement est connue sous le nom de coup de bélier; et bien que transitoire, il peut entraîner des pressions dangereusement hautes et basses, dont les effets peuvent être dramatiques: la conduite forcée pouvant éclater en raison des surpressions ou s'écraser en raison de dépression. Les surpressions induites par le phénomène de coup de bélier peuvent avoir une amplitude plusieurs fois supérieures à la pression statique due à la chute. Elles doivent être prises en compte lors du calcul de l'épaisseur de la conduite forcée.

Des informations détaillées sur le phénomène du coup de bélier peuvent être trouvées dans des ouvrages spécialisés. Quelques informations de base sont cependant données dans le chapitre 2, section 2.2.2.3. Quelques exemples vont illustrer l'application des formules appropriées. Quoiqu'il en soit, celles-ci restent simplifiées et ne permettent que de donner une première idée de l'ampleur du phénomène.

Comme décrit dans le chapitre 2 (équation 2.23), la vitesse de l'onde de pression c (m/s) dépend de l'élasticité de l'eau et du matériau de la conduite selon la formule :

$$c = \sqrt{\frac{k/\rho}{\left(1+\frac{kD}{Et}\right)}} \tag{5.22}$$

où k = module de compressibilité de l'eau $2{,}1 \times 10^9$ N/m^2

E = module d'élasticité du matériau de conduite (N/m^2)

D = diamètre de la conduite (m)

t = épaisseur de paroi (mm)

ρ = masse volumique (kg/m^3)

Le temps que met l'onde de pression pour atteindre l'organe de coupure lors de son retour, après une fermeture brusque, est connu sous le nom de temps critique :

$$T=2L/c \qquad (5.23)$$

Pour une fermeture instantanée (l'onde de pression atteint l'organe réglant après sa fermeture), l'augmentation de pression, en mètres de colonne d'eau, due au coup de bélier est :

$$P = c\frac{\Delta_v}{g} \qquad (5.24)$$

où Δ_v est le changement de vitesse.

Les exemples 5.7 et 5.8 montrent que les surpressions dues au coup de bélier dans les conduites en acier sont trois fois plus grandes que dans les conduites PVC, en raison de la plus grande rigidité de l'acier.

Exemple 5.7

Calculer la vitesse de l'onde de pression lors d'une fermeture, dans une conduite forcée en acier (210 N/mm^2) de 400 mm de diamètre et 4 mm d'épaisseur.

En appliquant les équations ci-dessus, on obtient :

$$c = \sqrt{\frac{2.1\times10^6}{1+\frac{2.1\times10^9\times0.4}{2.1\times10^8\times4}}} = 1024\,m/s$$

b) Même calcul pour une conduite PVC (2.75 N/mm^2) de 400 mm de diamètre et de 14 mm d'épaisseur de paroi.

$$c = \sqrt{\frac{2.1\times10^6}{1+\frac{2.1\times10^9\times0.4}{2.75\times10^6\times14}}} = 305\,m/s$$

Exemple 5.8

Quelle est l'augmentation de pression dans le cas d'une fermeture instantanée de vanne, dans les deux conduites forcées de l'exemple 5.7, si la vitesse d'écoulement initiale est de 1,6 m/s?

a) Conduite forcée en acier :

$$P_s = \frac{1024\cdot4}{9.8} = 417\,m$$

b) Conduite forcée en PVC :

$$P_s = \frac{305\cdot4}{9.8} = 123\,m$$

Comme le démontre l'exemple 5.8, la surpression dans un tuyau en acier est trois fois plus élevée que dans un tuyau en PVC, en raison de la plus grande rigidité de l'acier.

Si la variation de vitesse dans la conduite survient dans un temps supérieur à dix fois le temps critique T, une très légère surpression, voire aucune, ne sera générée et le phénomène pourra être ignoré. En dessous de cette valeur, si T>2L/c, la surpression Ps sera en partie contrée par l'onde de pression négative revenant dans l'organe réglant. Dans ce cas, la formule d'Allevi permet d'estimer la surpression maximum :

$$\Delta P = P_o\left(\frac{N}{2} \pm \sqrt{\frac{N^2}{4} + N}\right) \tag{5.25}$$

où P_o est la pression hydrostatique due à la chute :

$$N = \left(\frac{LV_0}{gP_0t}\right)^2 \tag{5.26}$$

où : V_o = vitesse de l'eau en m/s

L = longueur de conduite forcée totale (m)

P_o = chute brute (m)

t = temps de fermeture (s)

La pression totale vue par la conduite forcée est $P = P_o + \Delta P$

Le prochain exemple présente l'application de la formule d'Allievi, lorsque le temps de fermeture est compris entre 2 et 10 fois la durée critique.

Exemple 5.9

Calculer l'épaisseur de paroi de la conduite forcée analysée dans l'exemple 5.6 si le temps de fermeture de vanne est de 3 secondes.

En rappelant les données,

- Chute brute : 85 m
- Débit nominal : 3 m^3/s
- Diamètre intérieur de la conduite : 1,0 m
- Longueur totale de conduite : 173 m

Estimant dans une première approche à 5 mm d'épaisseur de paroi pour calculer la vitesse de l'onde c :

$$c = \sqrt{\frac{2.1\times10^6}{1+\frac{2.1\times10^9\cdot1}{2.1\times10^8\cdot5}}} = 836.7\,m/s$$

La durée de fermeture est plus grande que la durée critique (0,41 s) mais plus courte que 10 fois sa valeur, de telle sorte que la formule d'Allievi peut être appliquée.

La vitesse d'eau dans la conduite est :

$$V = \frac{4 \cdot 3}{\pi \cdot 1.0^2} = 3.82\, m/s$$

N est calculé pour une chute brute dans la conduite de 84,935 m

$$N = \left(\frac{3.82x173}{9.81x85x3} \right)^2 = 0.070$$

et par conséquent :

$$\Delta_P = 85\left(\frac{0.07}{2} \pm \sqrt{0.07 + \frac{0.07^2}{4}} \right) = +25.66\ m; -19.71 m$$

La pression totale maximale serait 85.00 + 25,66 = 108.55 bar = 10.86 N/mm^2

Cela exige une épaisseur de paroi :

$$e = \frac{10.86x1}{2x140} + 1 = 0.0488\, m = 4.88 mm$$

Cela correspond à l'estimation initiale et répond à la spécification pour la manutention des conduites sur site (t_{min}=2,5x1+1,2=3,7 mm).

Calcul de la dépression d'implosion :

$$P_c = 882500\left(\frac{5}{1000} \right)^3 = 0.11 kN/mm^2$$

Et du diamètre de la conduite d'aération :

$$d = 7.47\sqrt{\frac{3}{\sqrt{0.11}}} = 22.46\ cm$$

Le problème du coup de bélier devient délicat pour les longues conduites, lorsque le canal ouvert est remplacé par une conduite en pression tout au long du tracé. Pour une approche rigoureuse, il est nécessaire de prendre en considération non seulement l'élasticité de fluide et du matériau de la conduite, comme ci-dessus, mais également les pertes hydrauliques et la durée de fermeture de la vanne. L'approche mathématique est lourde est requiert l'utilisation d'une programmation informatique. Pour les lecteurs intéressés, Chaudry [19], Rich [20], et Streeter et Wylie [21] donnent quelques méthodes de calcul et un certain nombre d'exemples.

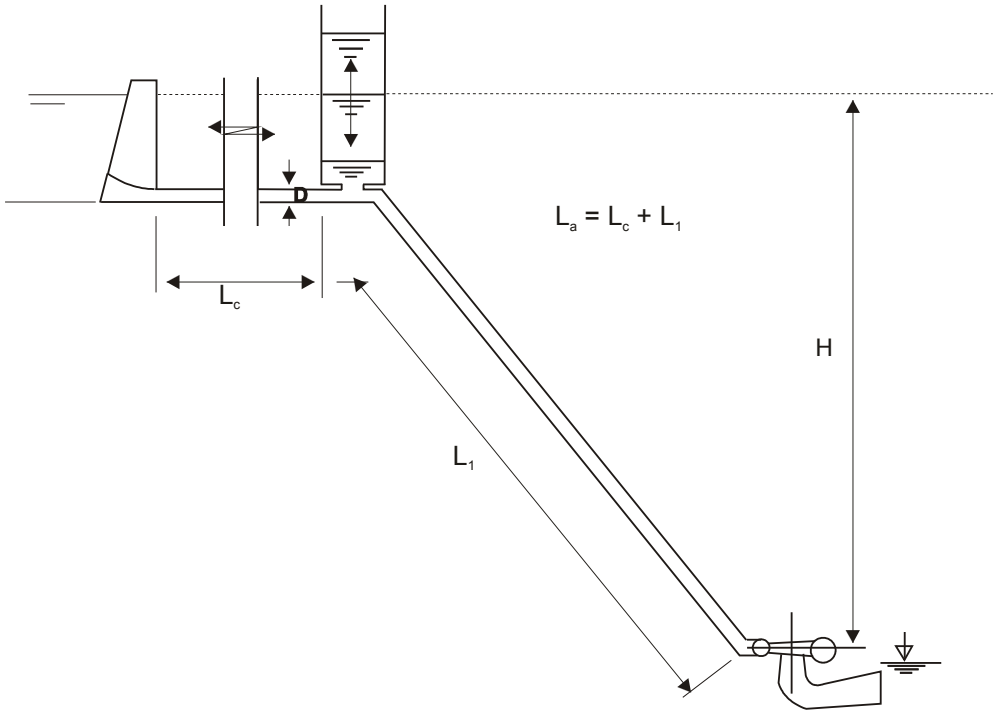
Pour déterminer l'épaisseur de conduite minimum requise à un point quelconque le long de la conduite forcée, deux hypothèses de coup de bélier doivent être prises en considération: coup de bélier normal et coup de bélier d'urgence. Un coup de bélier normal survient lorsque la turbine

ferme sous commande de l'opérateur. Dans ces conditions, la surpression dans la conduite forcée peut atteindre 25 % de la chute brute dans le cas de turbines Pelton, et 25 % à 50 % dans le cas des turbines à réaction (en fonction du temps de manœuvre du régulateur). Le conseil du fabricant de la turbine doit être pris en considération. Un coup de bélier d'urgence, entraîné par exemple par une obstruction de l'injecteur d'une turbine Pelton, ou par un dysfonctionnement du système de commande de la turbine, doit être calculé selon l'équation mentionnée ci-dessus.

Dans les conduites forcées en acier, les contraintes composées (transitoire et statique) sont fonction à la fois de la résistance à la traction maximale et de la limite élastique. Dans le cas d'un coup de bélier normal, la contrainte combinée doit être inférieure à 60 % de la limite élastique et 38 % de la résistance à la traction maximale. Dans le cas d'un coup de bélier d'urgence, les contraintes combinées doivent être inférieures à 96 % de la limite élastique et à 61 % de la résistance à la traction maximale.

Les conduites commercialisées sont utilisées selon la pression de travail maximum sous laquelle elles sont prévues pour fonctionner. La pression nominale d'une conduite inclut un facteur de sécurité, et peut quelques fois inclure une tolérance pour les surpressions. Les facteurs de sécurité et les tolérances aux surpressions dépendent des normes utilisées.

Figure 5.81 : Cheminée d'équilibre



Si l'aménagement est susceptible de générer des coups de bélier, un dispositif pour réduire ses effets doit être étudié. Le dispositif le plus simple est la cheminée d'équilibre, qui peut schématiquement être considérée comme un grand tube connecté au niveau de sa base à la conduite forcée et ouvert à l'atmosphère. L'action fondamentale d'une cheminée d'équilibre est de réduire la longueur de la colonne d'eau en plaçant une surface d'eau libre plus proche de la turbine (figure 5.36). Quelques auteurs considèrent que la cheminée d'équilibre n'est pas nécessaire si la longueur de conduite est inférieure à 5 fois la dénivellation. Il est également commode de prendre en compte le temps de mise en vitesse de l'eau t_h dans la conduite :

$$t_h = \frac{V \cdot L}{gH} \qquad (5.27)$$

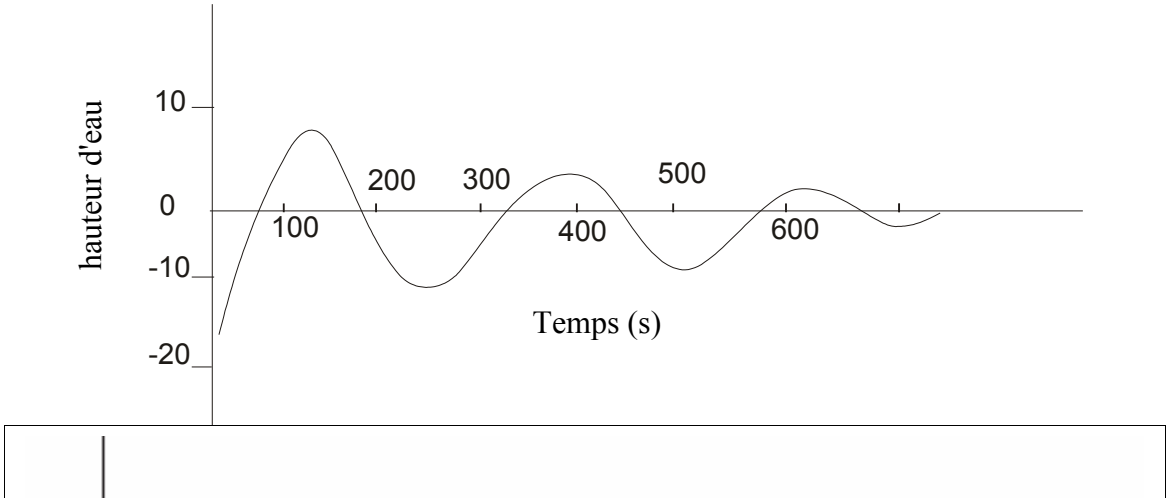
où L = longueur de la conduite forcée (m)

V = vitesse d'écoulement (m/s)

H = chute nette (m)

g = accélération de la pesanteur (9.81 m/s^2)

Figure 5.82 : Variation de la hauteur d'eau dans la cheminée d'équilibre en fonction du temps



Photographie 5.32 : Jet d'eau

Si t_h est inférieur à 3 secondes, la cheminée d'équilibre n'est pas nécessaire mais s'il dépasse 6 secondes, une cheminée d'équilibre ou tout autre dispositif adéquat doit être installé pour éviter des oscillations importantes dans le système et en particulier au niveau du régulateur de la turbine.

Avec la vanne ouverte et un écoulement stable dans la conduite forcée, le niveau d'eau dans la cheminée va correspondre à la pression locale dans la conduite forcée. Lorsqu'il y a fermeture soudaine de la vanne, la pression dans la conduite forcée s'élève de manière rapide et l'eau tend à remplir la cheminée, élevant le niveau d'eau au-dessus du niveau de la prise. Puis le niveau dans la cheminée commence à diminuer lorsque l'eau s'écoule de la cheminée dans la conduite forcée jusqu'à un niveau minimum. L'écoulement est alors renversé et le niveau dans la cheminée s'élève à nouveau, et ainsi de suite. La figure 5.37 montre l'évolution de la hauteur d'eau dans la cheminée en fonction du temps. La hauteur maximum correspond à la surpression dans la conduite forcée due au coup de bélier. L'étranglement introduit par un orifice calibré va réduire l'amplitude de variation de niveau de 20 à 30 %. La durée t_h joue un rôle important dans la conception du système de régulation de turbine. Dans un système mal conçu, le régulateur et la cheminée d'équilibre peuvent interagir, générant des problèmes de régulation de vitesse non maîtrisables.

Lorsque la manœuvre de fermeture doit être rapide, la conduite peut également être protégée par une soupape de décharge (ou orifice compensateur) en parallèle avec la turbine, de telle sorte qu'elle s'ouvre lorsque les organes réglants se ferment. Cela a pour effet de réduire les variations de débits dans la conduite forcée[5]. La photographie 5.20 montre le jet d'eau éjecté par une vanne de décharge.

Blocs d'ancrage et joints de dilatation

Les blocs d'ancrage sont conçus pour supporter le poids de la conduite forcée remplie d'eau, et non pour résister à des forces longitudinales. La composante verticale du poids devant être supporté, en kN, a une valeur de :

$$F_1 = (W_p+W_w).L.\cos\Phi \qquad (5.28)$$

où W_p = poids de la conduite par mètre (kN/m)

W_w = poids d'eau par mètre de conduite (kN/m)

L = longueur de conduite entre points de milieu de chaque portée (m)

Φ = angle de conduite par rapport à l'horizontale

La conception des cerces de support se base sur la théorie de l'élasticité des parois cylindriques. La paroi de la conduite est soumise à des contraintes tangentielles et longitudinales, et les charges sont transmises aux cerces de support par cisaillement. Si la conduite forcée est supportée de façon continue sur un nombre de points, le moment de flexion à un point quelconque de la conduite forcée peut être calculé en considérant qu'il s'agit d'une poutre continue, en utilisant l'équation correspondante. Les cerces sont soudées à la conduite avec deux soudures d'angle continues.

La portée entre les supports L est déterminée par la valeur de la flèche maximale L/65000. La distance maximale entre les supports est donc donnée par l'équation :

$$L = 182.61 \cdot \sqrt[3]{\frac{(D+0.0147)^4 - D^4}{P}} \qquad (5.29)$$

où: D = diamètre intérieur

P = poids au mètre de la conduite remplie d'eau (kg/m).

5.8 Canaux de fuite

Après le passage à travers la turbine, l'eau retourne à la rivière par un court canal appelé canal de fuite. Pour les turbines à action, il est nécessaire de garantir que le niveau de l'eau dans le canal de fuite ne s'élève pas jusqu'à interférer avec la roue de la turbine, et ceci même lors de débits turbinés élevés et en cas de crue.

Pour les turbines à réaction (Francis, Kaplan, etc.), le niveau de l'eau dans le canal de fuite a un impact sur le fonctionnement de la turbine et plus précisément sur le phénomène de cavitation (si le niveau aval est trop bas par rapport à l'axe de la turbine). L'implantation de la turbine sera donc déterminée en prenant en compte le niveau le plus bas et le débit le plus important. Ce niveau détermine également la chute nette disponible, point particulièrement important pour les aménagements de basse chute.

Bibliographie

1. http://www.obermeyhydro.com

2. H.C. Huang and C.E. Hita, « Hydraulic Engineering Systems », Prentice Hall Inc., Englewood Cliffs, New Jersey 1987.

3. British Hydrodynamic Research Association, "Proceedings of the Symposium on the desugn and Operation of Siphon Spillways", London 1975.

4. Allen R. Inversin, "Micro-Hydropower Sourcebook", NRECA International Foundation, Washington, D.C.

5. USBR, "Design of Small Canal Structure", Denver Colorado, 1978a.

6. USBR, "Hydraulic Design of Spillways and Energy Dissipaters", Washington DC, 1964.

7. T. Moore, "TLC for small hydro: good design means fewer headaches", HydroReview, April 1988.

8. T.P. Tung y otros, "Evaluation of Alternative Intake Configuration for Small Hydro", Actas de HYDROENERGIA 93. Munich.

9. ASCE, Committee on Intakes, "Guidelines for the Design of Intakes for Hydroelectric Plants", 1995.

10. G. Munet y J.M. Compas, "PCH de récupération d'énergie au barrage de "Le Pouzin", Actas de HIDROENERGIA 93. Munich.

11. G. Smausser & G. Hartl, « Rubber seals for steel hydraulic gates », Water Power & Dam Construction September 1998.

12. ISO 161-1-1996 "Thermoplastic pipes for conveyance of fluids – Nominal outside diameters and nominal pressures – Part 1: Metric series."

13. ISO 3606-1976 "Unplasticized polyvinyl chloride (PVC) pipes. Tolerances on outside diameters and wall thickness."

14. ISO 3607-1977 "Polyéthylene (PE) pipes. Tolerance on outside diameters and wall thickness."

15. ISO 4065-1996 “Thermoplastic pipes – Universal wall thickness table.”

16. H. Chaudry, “Applied Hydraulic Transients”, Van Nostrand Reinhold Company, 1979.

17. J. Parmakian, “Waterhammer Analyses”, Dover publications, Inc., New york, 1963.

18. Electrobras (Centrais Eléctricas Brasileiras S.A.) “Manual de Minicentrais Hidreléctricas.”

19. M. Bouvard, “Mobile barrages and intakes on sediment transporting rivers” IAHR Monograph, AA Balkema, 1984.

20. Sinniger & Hager, “Constructions Hydrauliques”, PPUR, Lausanne, 1989.

---

[1] Par Erik Bollaert (LCH-EPFL), Jonas Rundqvist (SERO) et Celso Penche (ESHA)

[2] J.L. Brennac. « Les Hausses Hydroplus », ESHA Info n° Eté 1993

[3] USBR “Design of Small Dams” - 3ème éd., Denver, Colorado, 1987.

[4] Un de ceux-là, le SSSS (Serpent Sediment Sluicing System) a été décrit en détail dans la publication 9 –printemps/été 1993- de ESHA Info

[5] Dans la publication ESHA NEWS de printemps 1991, il existe une description d’une telle vanne.

6 EQUIPEMENT ELECTROMECANIQUE[1]

Ce chapitre décrit de manière succincte les principaux équipements électromécaniques et donne quelques règles de conception préliminaire, ainsi que quelques critères de sélection. Pour obtenir une description plus technique, le lecteur est invité à se reporter aux ouvrages de L. Vivier[2], J. Raabe[3] et autres publications[4 5 6 7 8 9 10].

6.1 Centrale

Le rôle de la centrale est de protéger l'équipement électromagnétique qui convertit l'énergie potentielle de l'eau en électricité. Le nombre de groupes, le type, la puissance et la configuration des turbines, la dénivellation exploitable et la géomorphologie du site déterminent la forme et la taille du bâtiment.

Comme illustré par les figures 6.1 et 6.2, la centrale comportera tout ou partie des équipements suivants :

- Grille d'entrée
- Vanne de garde
- Turbine
- Multiplicateur de vitesse (si nécessaire)
- Générateur
- Système de contrôle et commande
- Batterie de condensateurs (en cas d'utilisation d'un générateur asynchrone)
- Connexion au réseau
- Disjoncteurs et systèmes de protection
- Alimentation d'urgence en courant continu (CC)
- Transformateurs de courant et d'énergie
- etc.

La figure 6.1 est une coupe schématique d'une centrale basse chute intégrée à la retenue. L'aménagement est constitué, de l'amont vers l'aval, de la chambre de mise en charge protégée par une grille, d'une turbine Kaplan à axe vertical accouplée au générateur via un multiplicateur, de l'aspirateur et du canal de fuite. Le contrôle commande et les transformateurs sont également intégrés dans la centrale.

L'impact environnemental de la centrale peut être par ailleurs réduit en adoptant une configuration entièrement immergée (voir chapitre 1, Figure 1.6), réduisant autant que possible son impact visuel et ses émissions sonores.

Figure 6.83 : Coupe schématique d'une centrale basse chute intégrée au barrage

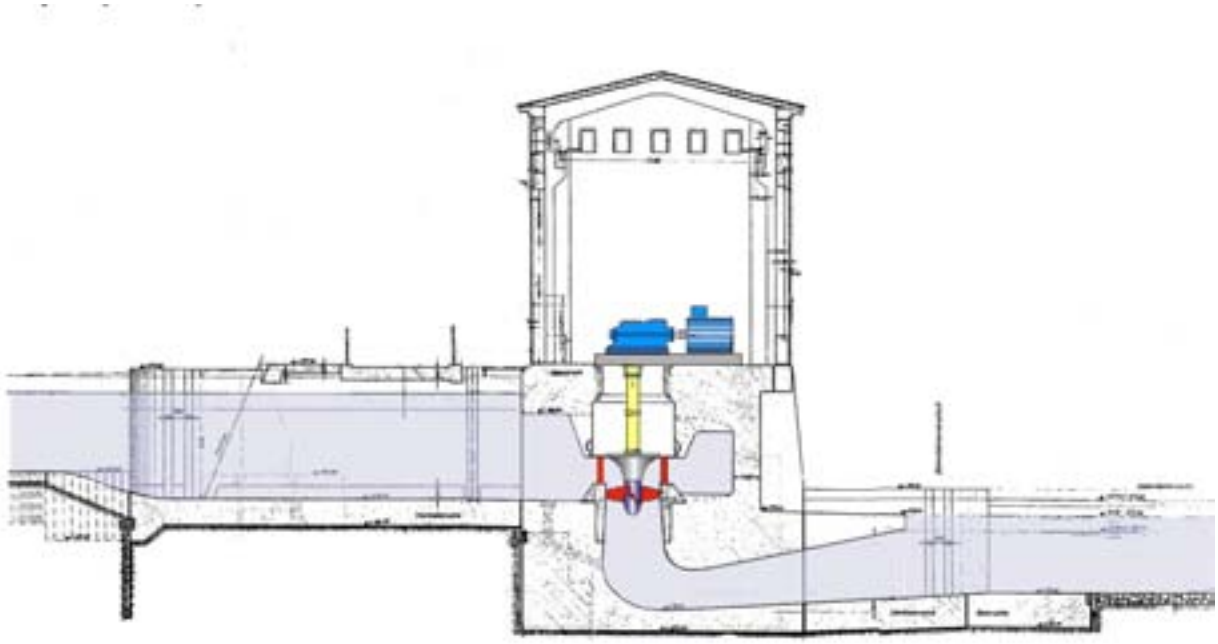
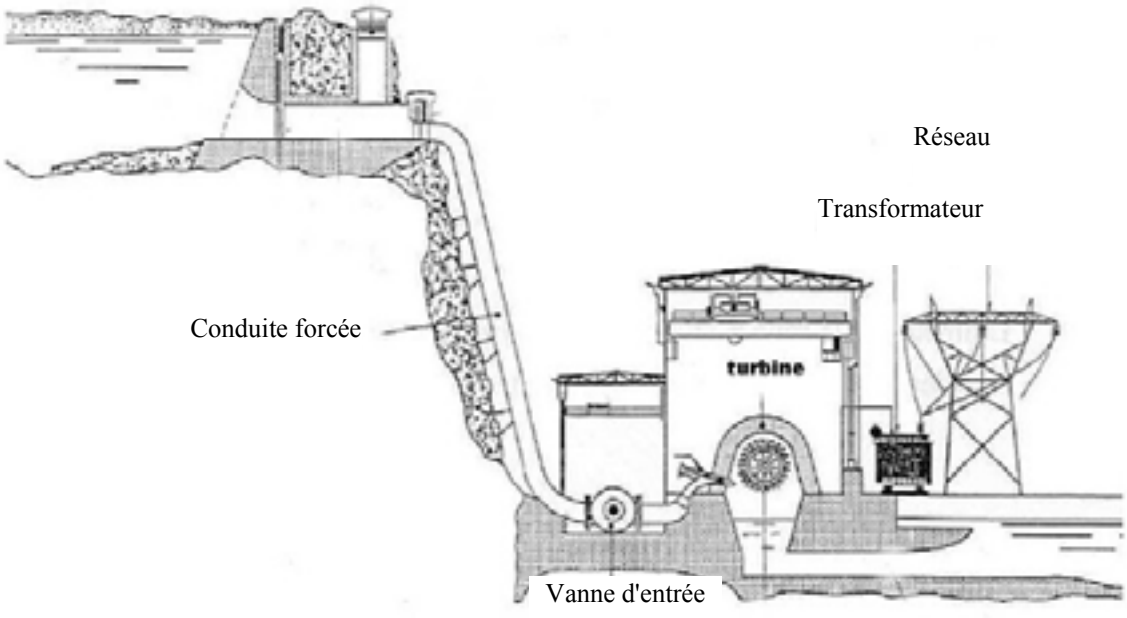


Figure 6.84 : Coupe schématique d'une centrale à moyenne ou haute chute



Dans les aménagements à moyenne ou haute chutes, les centrales sont plus conventionnelles (voir figure 6.2) avec une entrée pour la conduite forcée et un canal de fuite. Bien que peu répandu en petite hydraulique, ce type de centrale peut être souterrain.

Photographie 6.33 : Vue d'ensemble d'une petite centrale typique

Comme le montre la Figure 1.4 du chapitre 1, une centrale peut également être construite au pied d'un barrage existant, l'arrive d'eau se faisant par une vidange de fond existante.

Comme nous le verrons au chapitre 6.2.1, quelques configurations de turbines permettent de réduire considérablement les infrastructures en les limitant à un local abritant l'équipement de contrôle commande et le poste de couplage. Les groupes de type bulbe (intégrant le multiplicateur éventuel, le générateur et les organes de manœuvre des pales de la turbine dans une seule et même entité étanche et immergée dans l'écoulement) en sont un exemple.

6.2 Turbines hydrauliques

Le but d'une turbine hydraulique est de transformer les énergies potentielle et cinétique de l'écoulement d'eau en énergie mécanique de rotation. Bien que ce manuel ne définisse pas les règles de conception des turbines (rôle réservé aux constructeurs), il est utile de fournir, d'une part, quelques critères permettant de choisir la bonne turbine en fonction du site et de ses caractéristiques, et, d'autre part, de donner quelques formules permettant d'en déterminer les principales dimensions. Nous nous sommes pour cela, entre autres, basés sur le travail réalisé par Siervo et Lugaresi[11], Siervo et Leva[12 13], Lugaresi et Massa[14 15], Austerre et Verdehan[16], Giraud et Beslin[17], Belhaj[18], Gordon[19 20], Schweiger et Gregori[21 22], qui proposent une série de formules statistiques tirées de l'analyse des caractéristiques de turbines en service. Il est important de souligner toutefois que celles-ci ne peuvent en aucun cas remplacer les dimensionnements effectués par les constructeurs de machines en fonction de leur expérience propre.

Toutes les formules de ce chapitre utilisent des unités SI et se réfèrent aux normes CEI (plus particulièrement aux CEI 60193 et 60041).

6.2.1 Types et configuration

L'énergie potentielle de l'eau peut être convertie en énergie mécanique par la turbine selon l'un des deux mécanismes fondamentaux suivants :

- L'eau sous pression induit une force sur la face des aubes de la roue. Au fur et à mesure que l'eau traverse la turbine, la pression diminue, transformée en énergie mécanique de rotation et transmise au générateur par l'arbre de transmission. La roue de la turbine est entièrement immergée et son bâti doit être capable de supporter la pression de service. Les turbines fonctionnant de cette manière sont appelées turbines à réaction. Les Francis et Kaplan appartiennent à cette catégorie.

- La pression de l'eau est entièrement convertie en énergie cinétique avant d'entrer en contact avec la roue et de lui transmettre son énergie. L'énergie cinétique est véhiculée par un jet à haute vitesse s'écoulant dans des augets, montés sur la périphérie de la roue. Les turbines qui fonctionnent de cette manière sont appelées turbines à action. La plus efficace et la plus utilisée est la Pelton.

Ce chapitre décrit chaque type de turbine, classé selon des chutes décroissantes et des débits nominaux croissants. Plus la chute est élevée, plus le débit est bas pour une puissance donnée.

La puissance hydraulique à disposition de la turbine est donnée par

$$P_h = \rho \cdot Q \cdot gH \quad [W] \qquad (6.1)$$

Où :

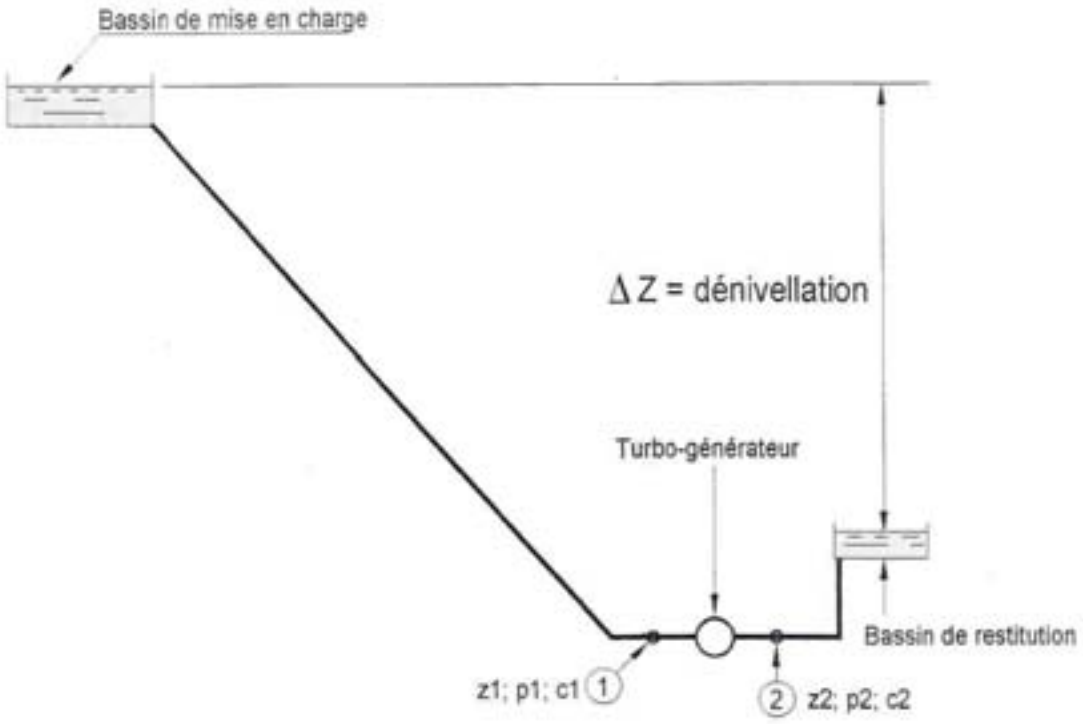
ρ	=	masse volumique de l'eau	[kg/m^3]
Q	=	débit	[m^3/s]
gH	=	énergie hydraulique massique	[J/kg]
g	=	accélération de la pesanteur	[m/s^2]
H	=	chute nette	[m]

La puissance mécanique fournie par la turbine est donnée par :

$$P_{mec} = P_h \cdot \eta \quad [W] \qquad (6.2)$$

η	=	rendement de turbine	[-]

Figure 6.85 : Vue schématique d'un aménagement hydroélectrique et des sections de mesure



L'énergie hydraulique massique est définie comme suit :

$$E = gH = \frac{1}{\rho} \cdot (p_1 - p_2) + \frac{1}{2} \cdot (c_1^2 - c_2^2) + g \cdot (z_1 - z_2) \qquad [J/kg] \qquad (6.3)$$

où : gH = énergie hydraulique massique [J/kg]

p_x = pression dans la section x [Pa]

c_x = vitesse d'eau dans la section x [m/s]

z_x = altitude de la section x [m]

Les indices 1 et 2 définissent la section de mesurage en amont et en aval de la turbine. Ils sont définis par les normes CEI.

La chute nette est définie comme:

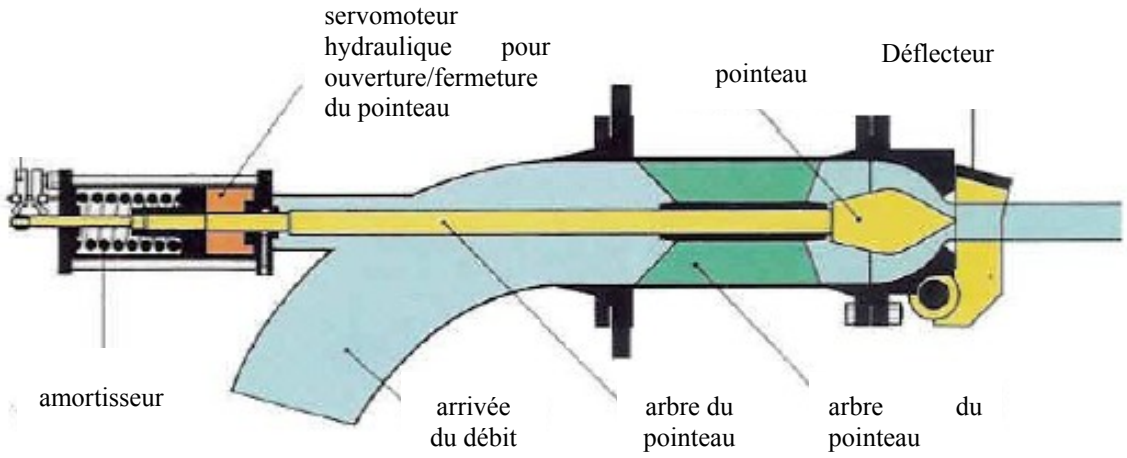
$$H = \frac{E}{g} \qquad [m] \qquad (6.4)$$

Turbines à action

Turbines Pelton

La turbine Pelton est une turbine à action dans laquelle un ou plusieurs injecteurs acheminent l'eau dans les augets placés en périphérie de la roue. Chaque injecteur est constitué d'une tuyère permettant de former un jet d'eau compact à haute vitesse, et d'un pointeau mobile faisant office d'organe de contrôle du débit (figure 6.4). Elle est utilisée pour des hautes chutes, à partir de 60 m jusqu'à plus de 1'000 m. Les axes des injecteurs sont situés dans le plan de la roue. En cas d'arrêt d'urgence de la turbine (par ex. dans le cas d'un déclenchement du réseau électrique sur lequel la centrale fournit sa production), le jet est dévié par un déflecteur, de sorte qu'il n'atteigne pas les augets et que la turbine ne puisse pas atteindre sa vitesse d'emballement. Cette action permet de fermer l'injecteur en manoeuvrant très lentement le pointeau, évitant ainsi de générer une surpression (coup de bélier) inacceptable dans la conduite forcée (max. 1.2 x la pression statique)

Figure 6.86 : Coupe d'un injecteur avec déflecteur



L'énergie cinétique de l'eau sortant des augets n'étant pas récupérable, et donc transformable en énergie mécanique, les augets doivent être conçus de manière à limiter la vitesse de sortie et ainsi maximiser la transformation d'énergie.

Comme le montrent les figures 6.5 et 6.6, les turbines Pelton à 1 ou 2 injecteurs peuvent avoir soit un axe vertical, soit un axe horizontal. Les turbines à plus de trois injecteurs sont à axe vertical. Le nombre d'injecteurs maximum est de 6. Cette configuration est cependant très rare en petite hydraulique, l'étude de telles machines demandant de long et coûteux développements en laboratoire.

Figure 6.87: Vue d'une Pelton à deux injecteurs et axe horizontal

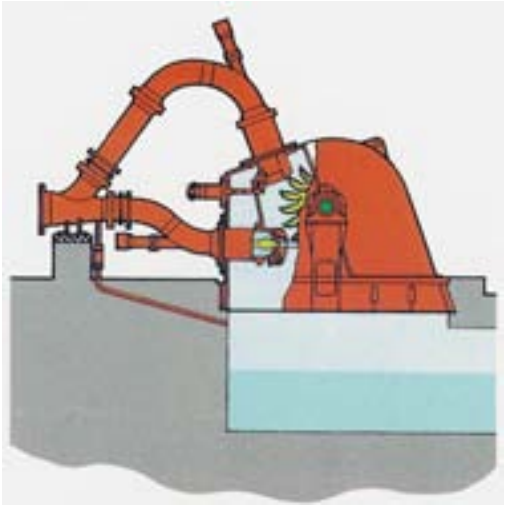
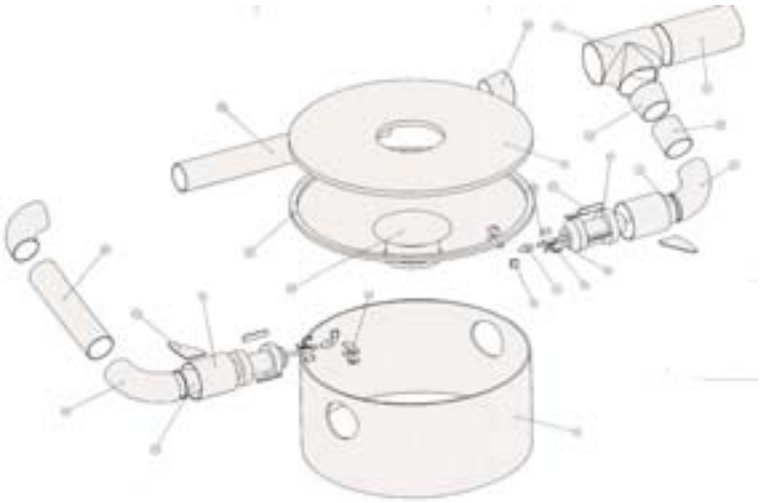


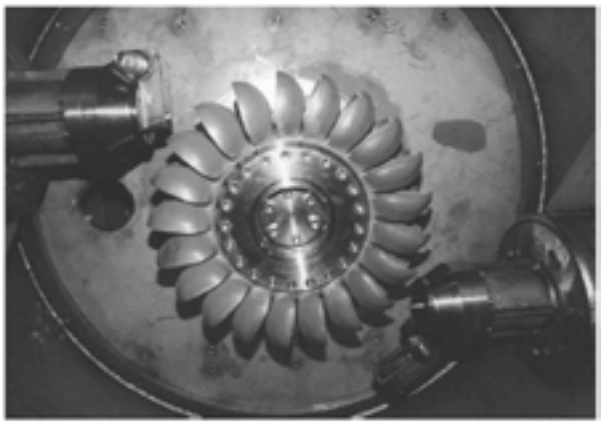
Figure 6.88: Vue d'une Pelton à 2 injecteurs et axe vertical



La roue de ce type de turbine est généralement directement couplée à l'arbre du générateur. Elle doit en tout temps être au-dessus du niveau aval, à une cote qui ne peut être indiquée que par le constructeur.

Le rendement d'une Pelton est satisfaisant de 20 % à 100 % du débit maximum pour une turbine à un injecteur et de moins de 10 % à 100 % pour une turbine à 2 injecteurs ou plus.

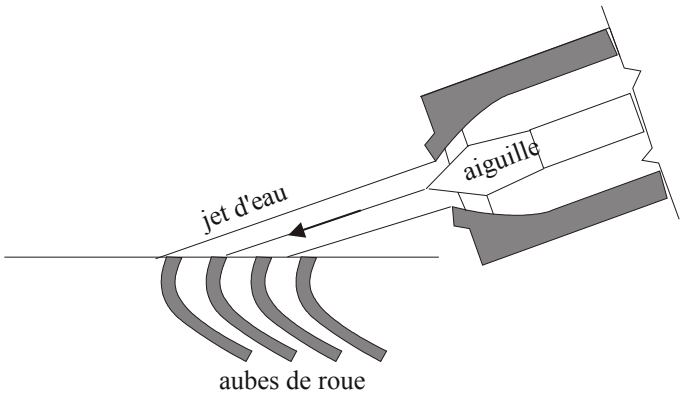
Photographie 6.34 : Roue de turbine Pelton



Turbine Turgo

La turbine Turgo peut fonctionner sous une chute de 50 à 250 m. Comme la Pelton, elle est à action, toutefois ses augets sont différents, le jet d'eau arrivant sur l'aubage avec un angle de 20° environ relativement au plan de la roue. L'eau entre dans la roue par un côté et en ressort de l'autre (figure 6.7). Elle peut fonctionner entre 20 % et 100 % du débit nominal mais son rendement est nettement plus faible que celui des turbines Pelton et Francis (voir 6.2.5).

Figure 6.89 : Principe d'une turbine Turgo



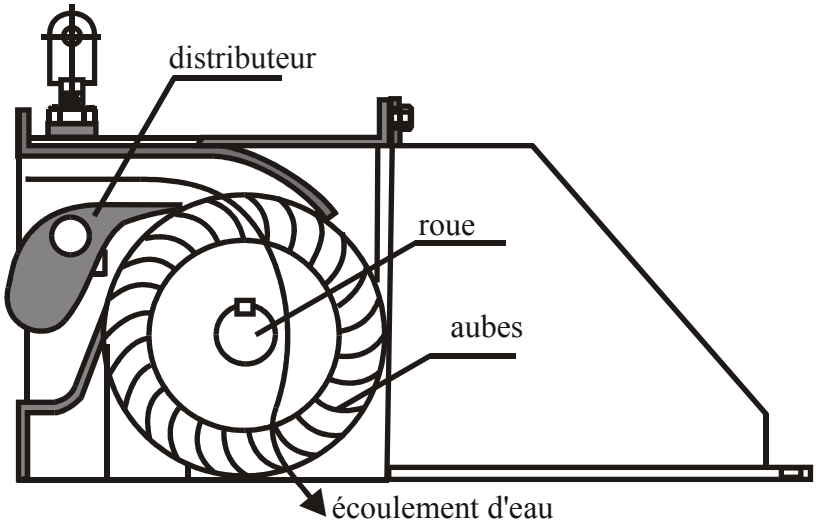
Pour une même dénivellation et une même chute, la turbine Turgo a une vitesse de rotation plus élevée.

La Turgo peut être une alternative intéressante à la Francis lorsque le débit varie de façon importante ou lorsque la conduite forcées est très longue, puisque le déflecteur permet d'éviter l'emballement tout en limitant le coup de bélier.

Turbines à flux traversant

La turbine à flux traversant, connue également comme Banki-Michell ou crossflow, est utilisée pour une large gamme de dénivellations (de 5 à 200 m), couvrant les domaines des Kaplan, Francis et Pelton.

Figure 6.90 : Schéma de principe d'une turbine à flux traversant



L'eau entre dans la roue par en dessus et la traverse une seconde fois avant d'en sortir par le bas, d'où son nom de turbine à flux traversant. Le débit est quant à lui réglé par un ou plusieurs distributeurs (figure 6.8).

La conception simple de ce type de turbine la rend peu coûteuse et facile à réparer, par exemple en cas de rupture d'aubes due aux fortes contraintes s'y exerçant.

Les turbines à flux traversant ont un rendement réduit comparé à celui des autres turbines et la perte importante de dénivellation due à la hauteur de dénoyage entre la roue et le niveau aval doit être prise en considération lorsque l'on traite des dénivellations moyennes et basses. De plus, les roues de turbines à flux traversant haute chute peuvent présenter d'importants problèmes de fiabilité en raison de contraintes mécaniques importantes.

Il faut enfin remarquer que la turbine à flux traversant est une turbine à action, ce qui signifie que l'énergie à disposition de la roue est essentiellement cinétique et que la roue se trouve à la pression atmosphérique. Il y a donc transformation de la pression amont en vitesse. Ce type de turbine n'est donc théoriquement efficace que pour les hautes chutes.

Malheureusement, elle est en général utilisée pour les basses chutes, ce qui est difficilement justifiable puisque la pression à disposition est faible, de même que la vitesse d'écoulement à l'amont. Le potentiel d'accélération est donc faible. Les forces gravitaires deviennent donc importantes par rapport aux forces d'inertie, ce qui est déjà visible lorsque l'énergie massique est inférieure à env. 500 J/kg, soit pour H ~ 50 m. Les trajectoires ne suivent plus alors les lois de l'hydrodynamique et il s'ensuit une dégradation du rendement, mais aussi du comportement mécanique de la machine, impliquant une durée de vie relativement faible relativement aux autres types de turbines.

Cette solution peut néanmoins être intéressante dans le cas où l'on dispose de suffisamment d'eau, de besoins en énergie définis, de peu de moyens de maintenance et d'une faible capacité d'investissement, comme c'est par exemple le cas dans les programmes d'électrification rurale.

Turbines à réaction

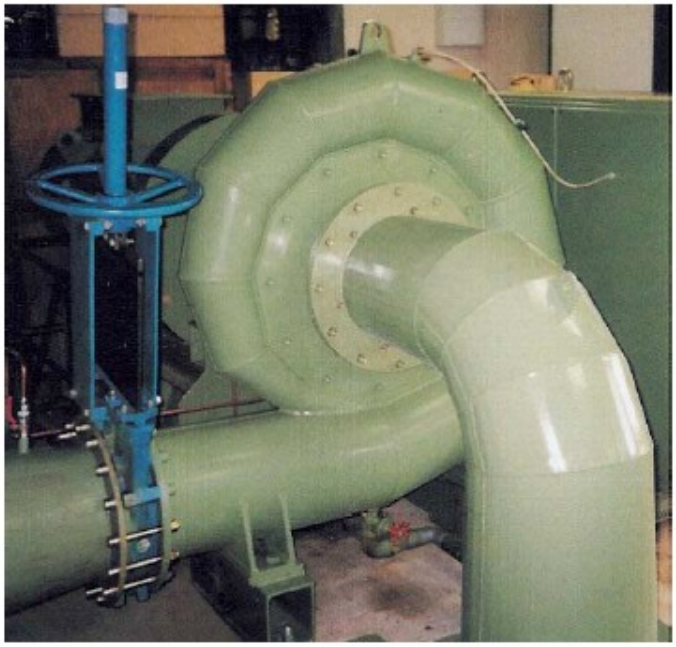
Turbines Francis

Les turbines Francis sont des turbines à réaction possédant une roue à aubes fixes et un distributeur à aubes mobiles. Elles sont utilisées pour des dénivellations moyennes. L'admission de l'eau est toujours radiale et la sortie axiale. Leur champ d'application habituel est de 25 à environ 350 m de dénivellation.

Comme pour les Pelton, les turbines Francis peuvent avoir un axe horizontal ou vertical, cette configuration étant habituelle dans les petites centrales hydroélectriques. La photographie 6.3 illustre une turbine Francis à axe horizontal.

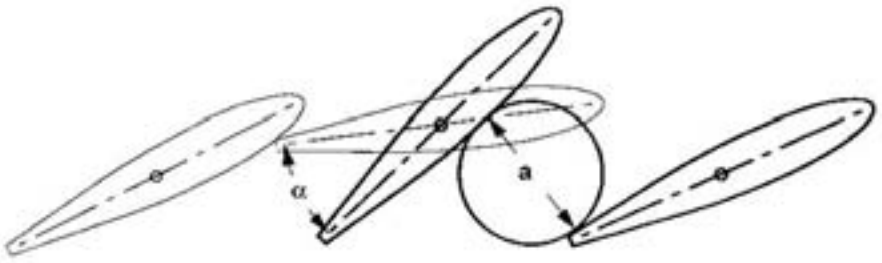
Les turbines Francis peuvent être soit reliées à une conduite forcée, soit en chambre d'eau. Cette dernière configuration, correspondant aux basses chutes, n'est cependant plus très courante aujourd'hui, la turbine Kaplan fournissant désormais une meilleure solution technique et économique.

Photographie 6.35 : Turbine Francis à axe horizontal



L'eau entre dans la turbine par la bâche spirale, conçue pour conserver une vitesse tangentielle d'écoulement constante et pour répartir de manière uniforme l'eau dans le distributeur. Comme présenté à la figure 6.9, le distributeur comporte des aubes directrices mobiles, dont la fonction est de régler le débit et d'orienter de manière adéquate l'écoulement entrant à l'intérieur de la roue en adaptant l'angle d'attaque sur les aubes de la roue. Elles peuvent donc tourner autour de leurs axes et sont manœuvrées par le biais de biellettes reliées au cercle de vannage, synchronisant leur mouvement. Bien que ces aubes ne puissent être utilisées pour arrêter l'écoulement vers la turbine dans des situations d'urgence, on installe en général une vanne papillon en amont de la turbine, laquelle fait office d'organe de sécurité. La roue transforme l'énergie hydraulique en énergie mécanique, puis renvoie l'eau vers l'aspirateur.

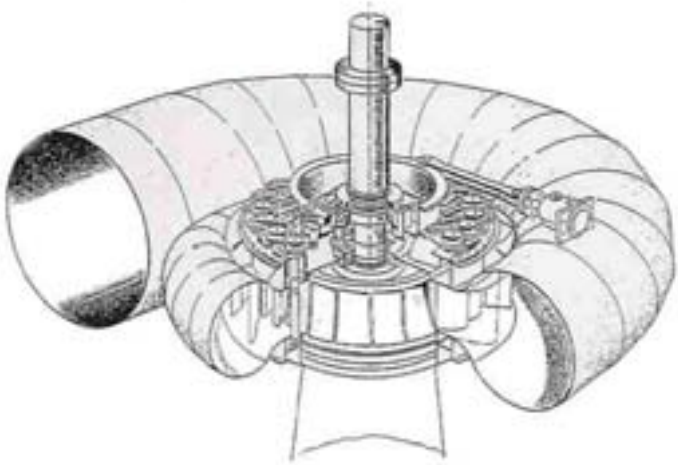
Figure 6.91 : Principe de fonctionnement des directrices du distributeur



Photographie 6.36 : Cercle de vannage de turbine Francis à axe horizontal

Photographie 6.37 : Roue Francis

Figure 6.92 : Vue d'une turbine Francis à axe vertical

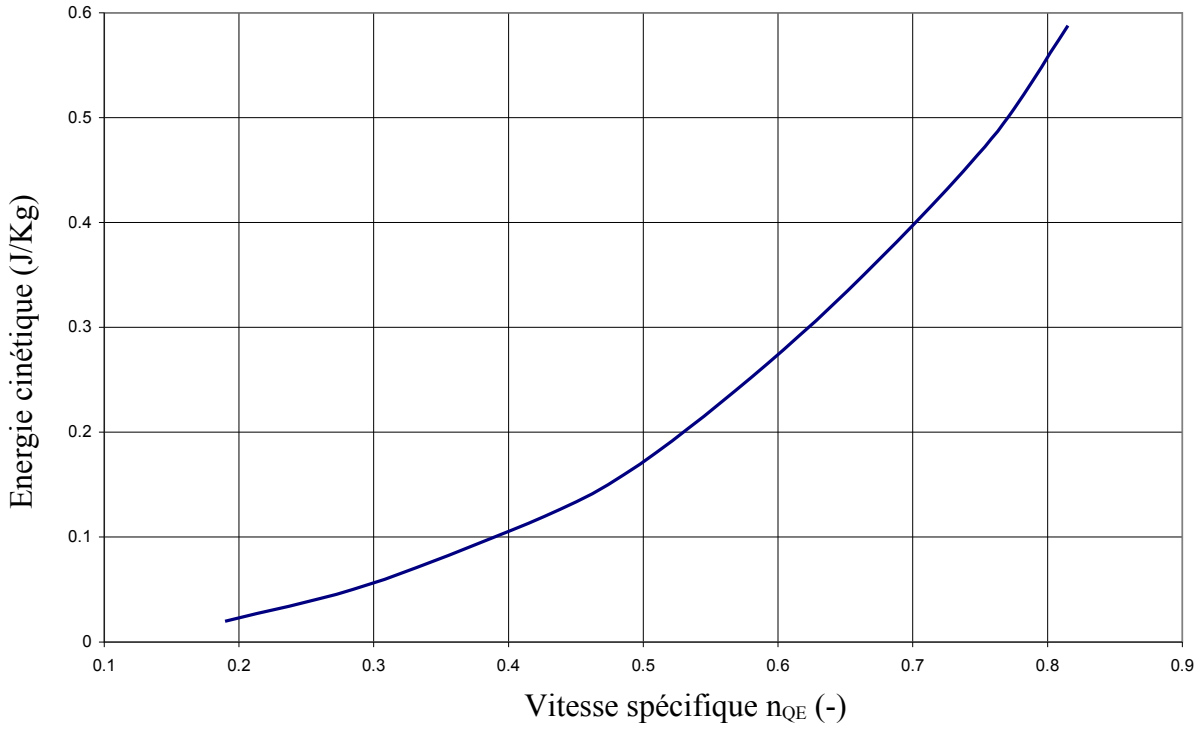


Pour les petites centrales hydroélectriques, les roues sont généralement réalisées en fonderie en acier inoxydable. Quelques constructeurs utilisent également des bronzes d'aluminium. Des solutions de roues à aubage soudé sont également possibles. De manière générale, les roues sont montées en porte-à-faux sur l'arbre du générateur.

L'aspirateur (appelé également diffuseur) d'une turbine à réaction a pour but de récupérer une partie de l'énergie cinétique restant dans l'eau quittant la roue. Celle-ci étant proportionnelle au carré de la vitesse, on cherche donc à réduire la vitesse de sortie de la turbine. Un aspirateur efficace doit comporter une section conique, l'angle ne devant cependant pas être trop grand, afin d'éviter tout risque de décollement de l'écoulement. L'angle optimum est de 7° mais pour réduire sa longueur, et par conséquent son coût, certains angles peuvent atteindre 15°.

Plus la chute est basse, plus l'aspirateur est important. Une basse chute impliquant généralement un débit nominal élevé, l'énergie restant à la sortie de la roue est relativement importante. Pour un diamètre de roue fixé, on peut facilement comprendre que la vitesse d'écoulement augmente si le débit croît. La figure 6.11 montre l'énergie cinétique restant à la sortie de la roue en fonction de la vitesse spécifique (voir chapitre 6.2.2 pour la définition de la vitesse spécifique).

Figure 6.93 : Energie cinétique restant en sortie de roue



L'étude et le développement d'aspirateurs performants est un sujet délicat et compliqué nécessitant savoir faire et expérience.

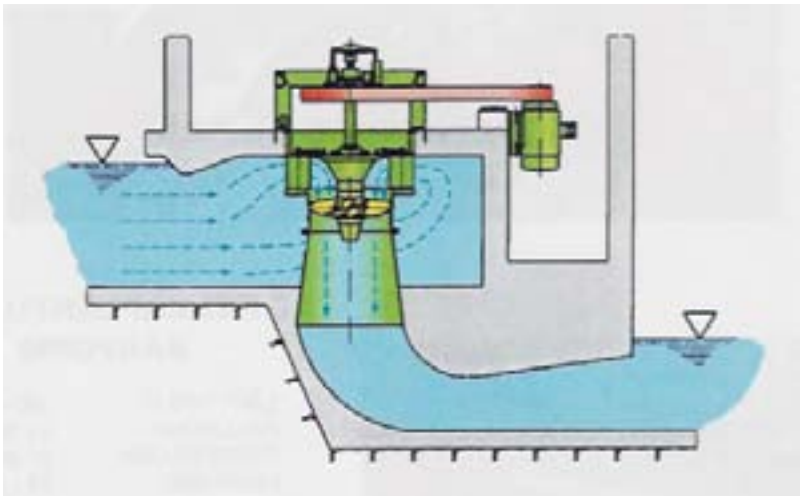
Turbines Kaplan et hélices

Les turbines Kaplan et les hélices sont des turbines à réaction axiales, utilisées généralement pour des basses chutes de 2 à 40 m. La turbine Kaplan comporte une roue à pales mobiles et ajustables alors que celles des roues de type hélice sont fixes. Si les pales de la roue et du distributeur sont mobiles, on parle alors de turbine « à double réglage ». Si les aubes du distributeur sont fixes, on dit alors qu'elle est « à simple réglage ». Les hélices sont principalement utilisées lorsque l'écoulement et la chute restent pratiquement constants, ce qui est une caractéristique plutôt rare dans des petites centrales hydroélectriques. Sur certains sites nécessitant l'installation de plusieurs machines, une combinaison d'hélices et de Kaplan permet néanmoins de s'adapter aux variations de débit tout en réduisant les coûts d'investissement.

Le double réglage des turbines Kaplan permet une adaptation continue des pales de la roue et des directrices en fonction des variations de débit et de chute. Il en résulte une grande flexibilité d'utilisation, cette machine pouvant travailler entre 15 % et 100 % du débit nominal. Une Kaplan « à simple réglage» garde une très bonne flexibilité relativement aux variations de débit. Elle perd cependant de ses facultés d'adaptation relativement à une variation de chute. Son domaine de fonctionnement typique est entre 30 % et 100 % du débit nominal.

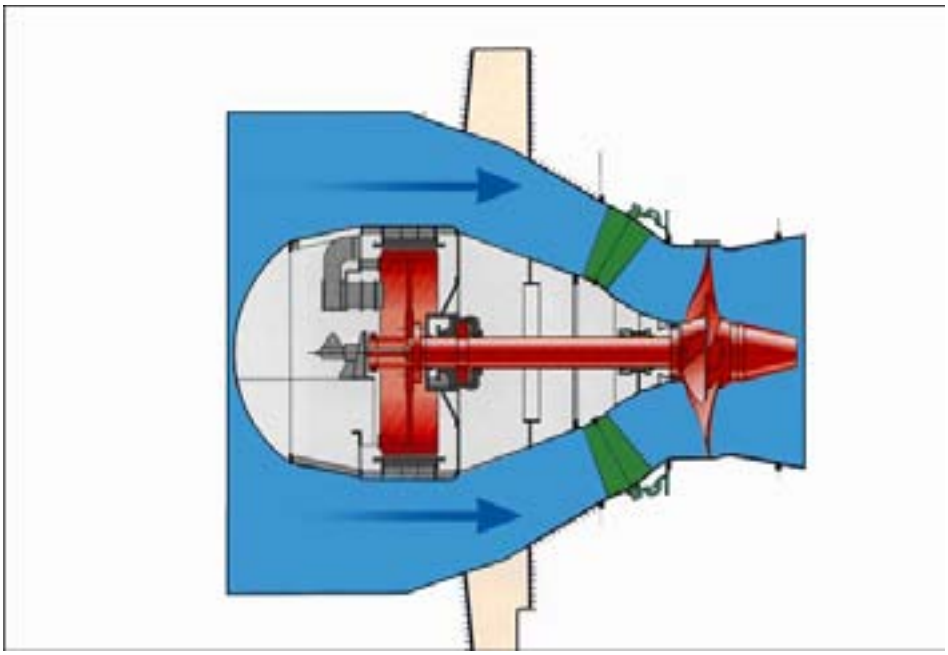
Photographie 6.38 : Roue Kaplan

Figure 6.94 : Coupe d'une turbine Kaplan à double réglage



La turbine Kaplan à double réglage représentée à la figure 6.12 est une machine à axe vertical en chambre d'eau. L'écoulement entre radialement dans le distributeur et bifurque à angle droit avant de traverser axialement la roue. Le système de commande est conçu de sorte qu'une variation de l'angle d'incidence des aubes soit associée au réglage des directrices dans le but d'obtenir le meilleur rendement possible dans une large gamme de chute et de débit. Les pales de la roue sont réglables à tout moment, y compris lorsque la turbine est en rotation, ceci grâce à des biellettes liées à une tige de commande se déplaçant à l'intérieur de l'arbre de la turbine.

Figure 6.95 : Coupe longitudinale d'une turbine bulbe à double réglage



Les unités de type bulbe sont dérivées des turbines Kaplan, le générateur et l'éventuel multiplicateur (si nécessaire) étant contenus dans une cuve étanche, appelée bulbe, immergée dans l'écoulement. La figure 6.13 représente un tel groupe avec générateur refroidi à air pressurisé. Seuls les câbles électriques, soigneusement protégés, quittent le bulbe.

Les turbines Kaplan sont certainement les machines qui permettent le plus grand nombre de configurations. La sélection du bon type est particulièrement critique pour les sites à basse chute, dans lesquels de grands débits doivent être turbinés pour atteindre la rentabilité. Dans la gamme des chutes de 2 à 5 m et des débits de 10 à 100 m^3/s, des roues de 1,6 à 3,2 mètres de diamètre sont nécessaires. Elles sont couplées à un générateur via un multiplicateur de vitesse. Les structures hydrauliques en général, et les entrées d'eau en particulier, sont très grandes et demandent des travaux importants, dont le coût qui dépasse généralement celui des équipements électromécaniques.

Dans le but de réduire ces coûts, plusieurs configurations ont été conçues, lesquelles sont considérées aujourd'hui comme classiques.

Les critères de sélection pour de telles turbines sont bien connus :

- Gamme de débit
- Energie massique ou dénivellation
- Géomorphologie du site
- Exigences environnementales (visuelles, phoniques, etc.)
- Coût de la main d'oeuvre

Les configurations diffèrent par la manière dont s'effectue l'écoulement dans la turbine (axial, radial, ou mixte), le système de fermeture de la turbine (vanne ou siphon), et le type de multiplicateur de vitesse (engrenage parallèle, entraînement en renvoi d'angle, entraînement à courroie, etc.).

Les personnes intéressées à la sélection des équipements pour les petites centrales hydroélectriques à basse chute pourront également se référer au document présenté par J. Fonkenell à HIDROENERGIA 91[23]. Le tableau et la figure ci-après illustrent la plupart des configurations possibles.

Tableau 6.14 : Configuration de turbine Kaplan

Configuration	Ecoulement	Organe de fermeture	Multiplicateur	Figure
Kaplan verticale	Radial-axial	Distributeurs et vanne batardeau	Parallèle	6.14
Semi-Kaplan en siphon inclinée	Axial	Siphon	Parallèle	6.15
Semi-Kaplan en siphon inversée	Radial-axial	Siphon	Parallèle	6.16
Kaplan inclinée	Axial	Vanne batardeau	Parallèle	6.17
Kaplan en S	Axial	Vanne batardeau	Parallèle	6.18
Kaplan inclinée en renvoi d'angle	Axial	Vanne batardeau	Conique	6.19
Semi-Kaplan en puits	Axial	Vanne batardeau	Parallèle	6.20

Figure 6.96: Coupe d'une installation de turbine Kaplan à axe vertical

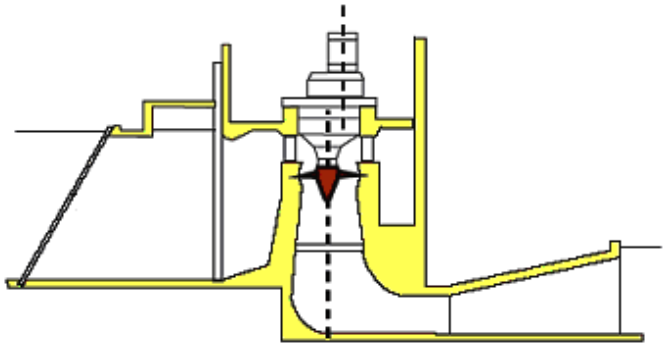


Figure 6.97: Coupe d'une installation de turbine Kaplan en siphon à axe incliné

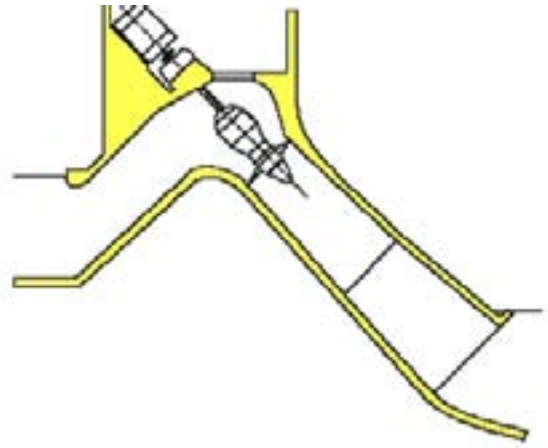


Figure 6.98: Coupe d'une installation de turbine Kaplan en siphon inversée

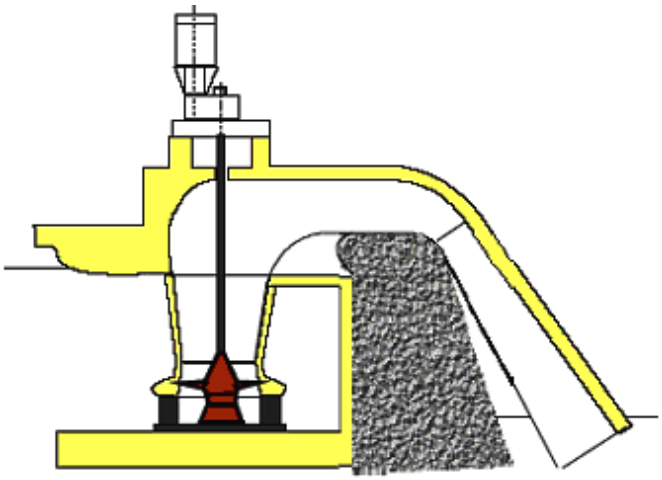


Figure 6.99: Coupe d'une installation de turbine Kaplan à axe incliné

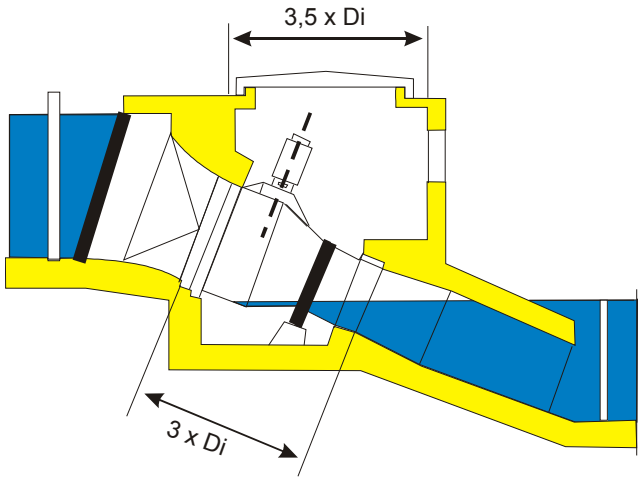


Figure 6.100: Coupe d'une installation de turbine Kaplan en S

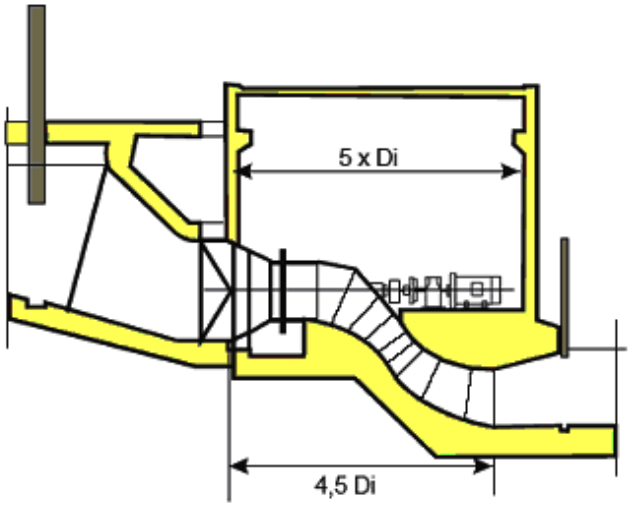


Figure 6.101: Coupe d'une installation de turbine Kaplan à renvoi d'angle et axe incliné

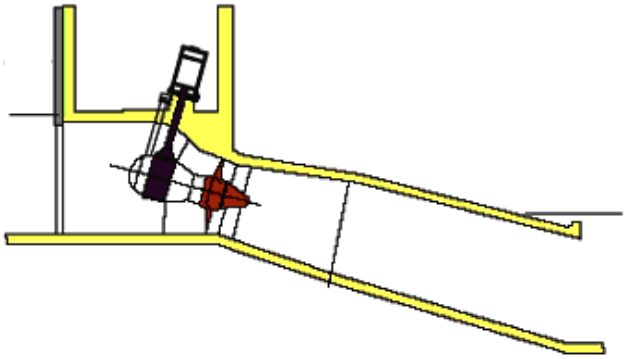
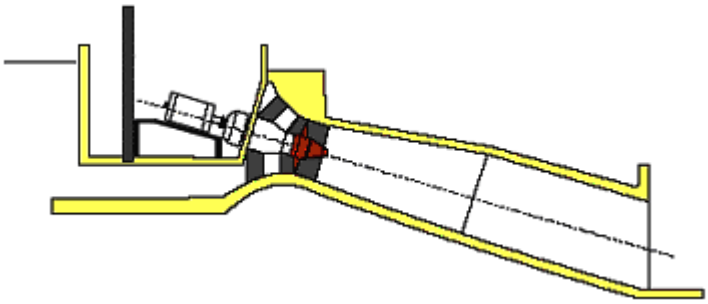


Figure 6.102: Coupe d'une installation de turbine Kaplan en puits et axe incliné



Photographie 6.39 : Vue de turbines Kaplan en siphon

Les siphons sont fiables, économiques, et empêchent d'atteindre l'emballement de la turbine puisque le débit est instantanément coupé par l'ouverture de la soupape du siphon. Toutefois ils sont plus bruyants que d'autres configurations si aucune mesure de protection n'est prise pour isoler la pompe aspirante et les vannes durant les opérations de démarrage et d'arrêt. Même si elle n'est pas requise pour le fonctionnement normal, une vanne de fermeture est cependant fortement conseillée pour éviter le démarrage non souhaité de la turbine en cas de variation importante des niveaux amont et aval. Dans une telle situation, la turbine atteindra des vitesses élevées (emballement) et l'exploitant n'aura pas moyen de l'arrêter. Une solution à ce problème est l'utilisation de barrages à vannes basculantes.

Les centrales souterraines permettent de réduire l'impact visuel et sonore. Les configurations requises sont alors en S, à renvoi d'angle ou en puits.

L'utilisation d'un multiplicateur permet d'avoir recours à un générateur standard tournant habituellement à 750 ou 1 000 t/min plus compact et plus économique qu'un générateur basse vitesse. Le multiplicateur mécanique étant un organe fragile nécessitant de l'entretien, on essayera plutôt d'utiliser si possible une multiplication par courroie plane. Enfin, il faut noter que le multiplicateur induit une perte, puisque son rendement est de l'ordre de 96 à 98%.

La configuration en S est de nos jours assez répandue. Elle présente toutefois l'inconvénient d'un arbre de turbine traversant soit le conduit d'entrée, soit l'aspirateur de la turbine, perturbant ainsi l'écoulement et entraînant des pertes de charge conséquentes. Elle est principalement utilisée pour des chutes moyennes et/ou des aménagements hydroélectriques avec conduite forcée.

La configuration en puits présente l'avantage de permettre un accès direct au différents composants, et notamment l'accouplement arbre turbine / arbre multiplicateur, le multiplicateur lui-même et le générateur, ce qui facilite l'inspection, la maintenance et la réparation. Cette configuration est connue pour de très basses chutes et des débits élevés avec un diamètre de roue supérieur à 2 m.

Pour les mêmes raisons que pour les turbines Francis, les Kaplan doivent avoir un aspirateur. L'énergie cinétique étant très importante (fort débit), la qualité de cette partie de la turbine ne doit pas être négligée.

6.2.2 Vitesse spécifique et similitude

La grande majorité des ouvrages hydrauliques, tels que les déversoirs, les prises d'eau, etc., sont conçus et construits sur la base des résultats obtenus à partir d'études préliminaires sur modèle réduit. L'analyse du comportement de ces modèles se base sur les principes de la similitude hydraulique, incluant l'analyse dimensionnelle et l'analyse hydrodynamique de l'écoulement de l'eau dans un ouvrage hydraulique. La conception des turbines ne constitue pas une exception et les constructeurs ont également recours à des modèles réduits. Le problème de la similitude peut être résumé comme suit : " Compte tenu des résultats d'essais obtenus pour un certain type de turbine, sous certaines conditions de fonctionnement, peut-on prévoir le comportement hydrodynamique d'une machine similaire à la machine testée fonctionnant sous d'autres conditions ?" S'il existe une réponse affirmative à cette question, les lois de similitude vont fournir un critère scientifique permettant de choisir et concevoir celle qui est la mieux adaptée aux conditions du site à équiper.

La réponse est effectivement affirmative, pour autant que la turbine industrielle (prototype) et le modèle soient géométriquement semblables. Ceci implique que le modèle soit une réduction géométrique du prototype. On applique ainsi un facteur d'échelle aux dimensions de la machine égal à k pour les longueurs, k^2 pour les surfaces et k^3 pour les volumes.

Il est particulièrement important de noter que les tests sur modèle et les développements de laboratoire sont les seuls moyens de garantir le rendement des turbines industrielles et leur comportement hydrodynamique. Toutes les règles de similitude sont strictement définies dans les normes internationales CEI 60193 et 60041.

Aucune garantie ne peut être acceptée si elle n'est pas conforme à ces règles et normes.

Selon ces normes, la vitesse spécifique d'une turbine est définie par :

$$n_{QE} = \frac{n \cdot \sqrt{Q}}{E^{3/4}} \qquad [-] \qquad (6.5)$$

Où Q = débit [m^3/s]

E = énergie hydraulique massique à disposition de la machine [J/kg]

n = vitesse de rotation de la turbine [t/s]

n_{QE} est appelé « vitesse spécifique ». Ces paramètres caractérisent toutes les turbines.

Comme des définitions anciennes et non standards sont hélas toujours utilisées, les facteurs de conversion sont donnés ci-après :

$$\nu = 2.11 \cdot n_{QE} \tag{6.6}$$

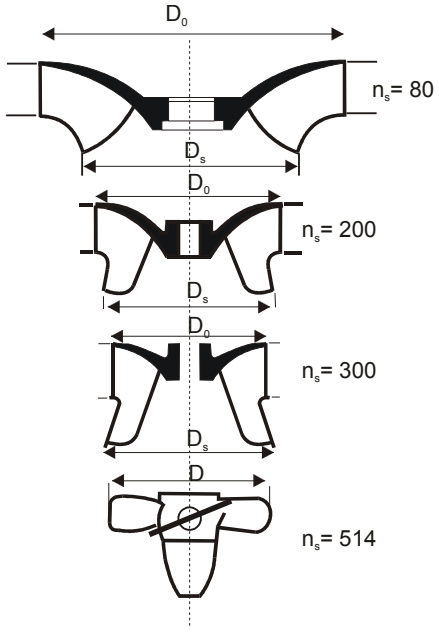
$$n_Q = 333 \cdot n_{QE} \tag{6.7}$$

$$n_s = 995 \cdot n_{QE} \tag{6.8}$$

L'équation 6.8 correspond à la définition de n_s calculée avec les unités SI.

La figure 6.21 montre quatre différentes conceptions de roues Francis et leurs vitesses spécifiques correspondantes, optimisées du point de vue du rendement. Plus la vitesse spécifique est basse, plus la chute est haute.

Figure 6.103 : Tracé des roues de turbine Francis en fonction de la vitesse spécifique n_s



En général, les constructeurs indiquent la vitesse spécifique de leurs turbines. Un grand nombre d'études statistiques sur un grand nombre d'installations réalisées ont permis d'établir une corrélation entre la vitesse spécifique et la chute nette pour chaque type de turbine. Quelques-unes de ces formules sont représentées de manière graphique sur la figure 6.22.

Pelton (1 injecteur)	$n_{QE} = \frac{0.0859}{H^{0.243}}$	(Siervo et Lugaresi)	[-]	(6.9)
Francis	$n_{QE} = \frac{1.924}{H^{0.512}}$	(Lugaresi et Massa)	[-]	(6.10)
Kaplan	$n_{QE} = \frac{2.294}{H^{0.486}}$	(Schweiger et Gregory)	[-]	(6.11)
Hélice	$n_{QE} = \frac{2.716}{H^{0.5}}$	(USBR)	[-]	(6.12)

Bulbe $n_{QE} = \frac{1.528}{H^{0.2837}}$ (Kpordze et Warnick) [-] (6.13)

Où H est la chute nette en mètres.

Une fois la vitesse spécifique déterminée, les dimensions principales de la turbine peuvent être facilement évaluées. Toutefois, les formules statistiques doivent être utilisées uniquement pour des études préliminaires, puisque seuls les constructeurs peuvent donner les dimensions réelles des turbines.

La vitesse spécifique pour les turbines Pelton augmente avec la racine carrée du nombre d'injecteurs. Par conséquent, la vitesse spécifique d'une machine à quatre injecteurs (des configurations à plus de quatre injecteurs étant rares en petite hydraulique et seul un axe vertical permettant par ailleurs d'avoir plus de deux injecteurs) est deux fois plus élevée que celle d'une Pelton un injecteur.

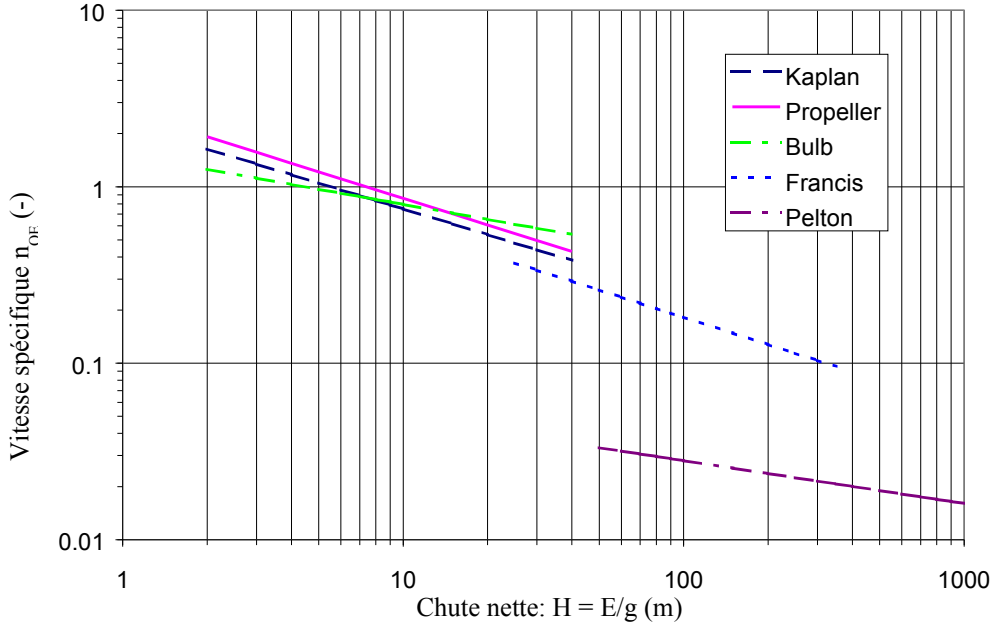
Le tableau 6.2 donne les vitesses spécifiques typiques des principaux types de turbines.

Tableau 6.15 : Echelle de vitesse spécifique pour chaque type de turbine

Pelton un injecteur	$0.005 \le n_{QE} \le 0.025$
Pelton n injecteurs	$0.005 \cdot n^{0.5} \le n_{QE} \le 0.025 \cdot n^{0.5}$
Francis	$0.05 \le n_{QE} \le 0.33$
Kaplan, hélice, bulbe	$0.19 \le n_{QE} \le 1.55$

La figure 6.22 illustre la relation entre la vitesse spécifique et la chute nette pour ces différents types de turbines.

Figure 6.104 : Vitesse spécifique en fonction de la chute nette $H_n = E/g$



Quelques règles de base de la similitude sont données ci-après.

$$\frac{Q_t}{Q_m} = \frac{\sqrt{H_t}}{\sqrt{H_m}} \cdot \frac{D_t^2}{D_m^2} \qquad [-] \qquad (6.14)$$

$$\frac{n_t}{n_m} = \frac{\sqrt{H_t}}{\sqrt{H_m}} \cdot \frac{D_m}{D_t} \qquad [-] \qquad (6.15)$$

Où t correspond à la turbine industrielle et m au modèle de laboratoire.

Les exemples suivants illustrent l'application de ces règles de similitude :

Si nous désirons construire un modèle réduit à l'échelle de 1:5 d'une turbine fonctionnant sous une chute nette de 80 m à 10 m^3/s et tournant à 750 t/min, pour le tester sous une chute nette de 10 m, le débit du modèle nécessaire sera de 0,141 m^3/s et sa vitesse de rotation de 1 326 t/min.

Un autre exemple est celui d'une turbine conçue pour un débit de 1 m^3/s sous une chute nette de 100 m et une vitesse de rotation de 750 t/min que l'on désire utiliser sous une chute nette de 120 m. Dans ce cas, où $D_t = D_m$, la turbine devra tourner à 685 t/min et le débit maximum admissible sera de 0,913 m^3/s pour conserver un fonctionnement hydrodynamique correct.

6.2.3 Conception préliminaire

Ce chapitre donne quelques formules statistiques permettant de déterminer les principales dimensions d'une turbine Pelton, Francis ou Kaplan en fonction des caractéristiques du site.

On doit se rappeler que la conception de turbine est un processus itératif dépendant de critères variés comme les limites de cavitation, la vitesse de rotation, la vitesse spécifique, etc. (voir chapitre 6.14). De manière claire, cela signifie qu'après utilisation des équations suivantes, on doit s'assurer que la turbine conçue respecte les critères mentionnés ci-dessus.

Enfin, l'on se rappellera que la conception des turbines hydraulique est l'affaire de spécialistes disposant de résultats d'essais en laboratoire. Les diverses "recettes" données ci-après n'ont donc pas d'autre but que de donner des indications préliminaires utiles à l'étude d'un aménagement.

Pour tous les types de turbines, la première étape est de choisir une vitesse de rotation.

Turbines Pelton

Si nous connaissons la vitesse de rotation de la roue, son diamètre peut être estimé par les équations suivantes :

$$D_1 = 0.68 \cdot \frac{\sqrt{H}}{n} \qquad [m] \qquad (6.16)$$

$$B_2 = 1.68 \cdot \sqrt{\frac{Q}{n_{jet}} \cdot \frac{1}{\sqrt{H}}} \qquad [m] \qquad (6.17)$$

$$D_e = 1.178 \cdot \sqrt{\frac{Q}{n_{jet}} \cdot \frac{1}{\sqrt{gH}}} \qquad [m] \qquad (6.18)$$

Où:

- n : vitesse de rotation en t/s
- n_{jet}: nombre d'injecteurs,
- H: chute en mètres
- g : constante de gravité en m/s^2

D_1 est défini comme le diamètre du cercle d'injection (en d'autres termes, il s'agit de deux fois la distance entre l'axe de l'injecteur et l'axe de la roue). B_2 est la largeur intérieure de l'auget, dépendant essentiellement du débit et du nombre d'injecteurs. D_e est le diamètre de la tuyère de l'injecteur.

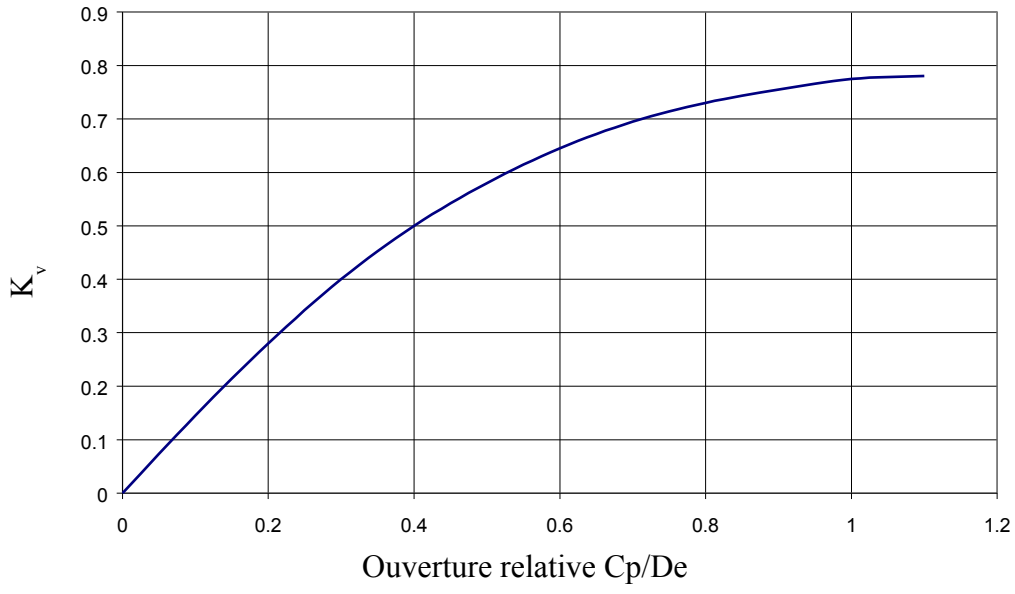
En règle générale, le rapport D1/B2 doit toujours être supérieur à 2,7. Si ce n'est pas le cas, un nouveau calcul avec une vitesse de rotation plus basse, ou un nombre supérieur d'injecteurs doit être entrepris.

Le débit de l'injecteur en fonction de la course du pointeau Cp – dans une turbine à un seul injecteur, le débit total – peut être évalué selon la formule suivante :

$$Q_{jet} = K_v \cdot \pi \cdot \frac{D_e^2}{4} \cdot \sqrt{2 \cdot gH} \qquad [m^3/s] \qquad (6.19)$$

Où K_v est donné sur la figure 6.23 fonction de l'ouverture relative C_p/D_e.

Figure 6.105 : Caractéristiques des injecteurs



Pour le calcul des autres dimensions, le lecteur est invité à se reporter à l'article de De Siervo et Lugaresi[10].

Turbines Francis

Les turbines Francis couvrent une large gamme de vitesses spécifiques, allant de 0,05 à 0,33, correspondant respectivement aux hautes et basses chutes.

La figure 6.24 illustre une coupe schématique d'une roue Francis, avec ses diamètres de référence D_1, D_2 et D_3.

Les articles de De Siervo et de Leva[11] et Lugaresi et Massa[13], basés sur l'analyse statistique de plus de deux cents turbines existantes, permettent de déterminer les dimensions caractéristiques d'une turbine Francis. Comme pour toute analyse statistique, ces résultats ne seront pas suffisants pour concevoir une turbine, notamment à cause du risque de cavitation (voir chapitre 6.2.4), et ne correspondent qu'à des valeurs moyennes standard.

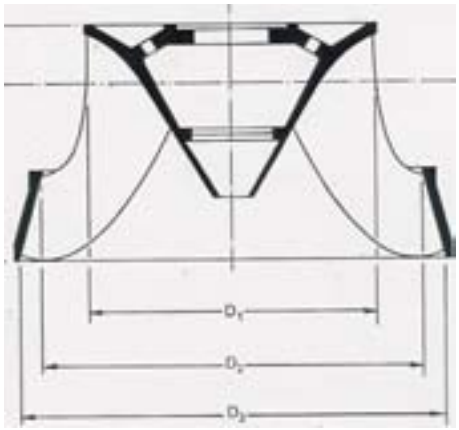


Figure 6.106: Coupe d'un roue Francis

Le diamètre de sortie D_3 est donné par l'équation 6.20.

$$D_3 = 84.5 \cdot (0.31 + 2.488 \cdot n_{QE}) \cdot \frac{\sqrt{H}}{60 \cdot n} \quad [m] \qquad (6.20)$$

Le diamètre d'entrée D_1 est donné par l'équation 6.21.

$$D_1 = (0.4 + \frac{0.095}{n_{QE}}) \cdot D_3 \quad [m] \qquad (6.21)$$

Le diamètre d'entrée D_2 est donné par l'équation 6.22 pour $\mathbf{n_{QE} > 0,164}$

$$D_2 = \frac{D_3}{0.96 + 0.3781 \cdot n_{QE}} \quad [m] \qquad (6.22)$$

Pour $\mathbf{n_{QE} < 0,164}$, on peut considérer que $D_1 = D_2$.

Pour le calcul des autres dimension, le lecteur est invité à se reporter aux articles mentionnés ci-dessus.

Turbines Kaplan

Les turbines Kaplan ont des vitesses spécifiques plus élevées que la Francis et la Pelton.

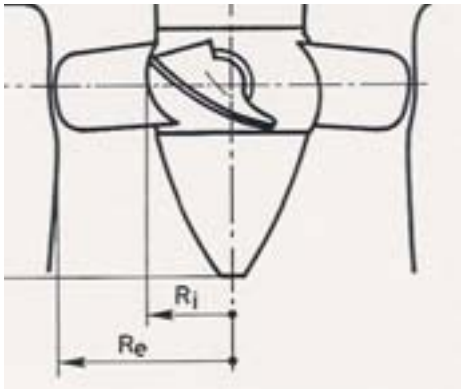


Figure 6.107 : Coupe d'une turbine Kaplan

Dans la phase de prédimensionnement, le diamètre externe de roue D_e peut être calculé par l'équation 6.23.

$$D_e = 84.5 \cdot (0.79 + 1.602 \cdot n_{QE}) \cdot \frac{\sqrt{H}}{60 \cdot n} \quad [m] \qquad (6.23)$$

Le diamètre de moyeu de roue D_i peut être calculé par l'équation 6.24.

$$D_i = (0.25 + \frac{0.0951}{n_{QE}}) \cdot D_e \quad [m] \qquad (6.24)$$

Pour le calcul des autres dimensions, le lecteur est invité à se reporter aux articles de De Siervo et De Leva[12] ou de Lugaresi et Massa[14].

6.2.4 Critère de sélection de turbine

Le type, la géométrie et les dimensions de la turbine dépendent fondamentalement des critères suivants :

- Chute nette
- Débit maximum et variation des débits
- Vitesse de rotation
- Phénomène de cavitation
- Coût

Comme indiqué précédemment, le dimensionnement préliminaire et le choix d'une turbine sont tous les deux des processus itératifs.

Chute nette

La chute brute (ou dénivellation) est définie comme la différence entre l'altitude du plan d'eau amont à la prise d'eau et l'altitude du plan d'eau aval pour des turbines à réaction ou le niveau de l'axe des injecteurs pour les turbines à action.

Comme expliqué dans le chapitre 6.2.1, équation 6.4, la chute nette est définie comme le rapport de l'énergie hydraulique massique par l'accélération terrestre (et non pas simplement à la dénivellation diminuée de la perte de charge). Cette définition est particulièrement importante pour les

aménagements de moyenne et basse chute, l'énergie cinétique restante pouvant être conséquente relativement à la dénivellation.

Le premier critère à prendre en considération dans la sélection de la turbine est la chute nette. Le tableau 6.3 indique les domaines d'utilisation de chaque type de turbine. Comme on peut le constater, les limites ne sont pas absolues et les domaines se recoupent.

Tableau 6.16 : Domaine d'utilisation des différents types de turbines.

Type de turbine	Domaine d'utilisation
Kaplan et hélices	2 < H < 40
Francis	25 < H < 350
Pelton	50 < H < 1'300
Crossflow	5 < H < 200
Turgo	50 < H < 250

Débit

Une valeur unique de débit n'est pas suffisante pour choisir un type de turbine. Il est en effet nécessaire de connaître la variabilité des débits durant l'année, communément représentée par la courbe des débits classés, introduite au chapitre 3, section 3.4.

Sur la base du graphique de la Figure 6.108, il est possible de déterminer le type de turbine correspondant à un site en fonction du débit nominal et de la chute nette. Si plusieurs types sont à priori appropriés, il sera nécessaire d'effectuer un calcul technico-économique permettant de choisir la machine optimale en fonction de sa puissance, de sa production et de son coût. On remarquera que les limites des domaines représentés dans la Figure 6.108 peuvent légèrement différer d'un constructeur à l'autre.

Lorsque les variations de débits sont grandes, ou que le débit utilisable est important, il peut être avantageux d'installer plusieurs turbines plus petites à la place d'une grande. En ce cas, les groupes hydroélectriques sont démarrés séquentiellement en fonction du débit disponible, de manière à fonctionner le plus souvent possible au meilleur rendement. L'utilisation de plusieurs turbines plus petites permet également de réduire le poids et le volume de chaque unité ainsi que d'en faciliter le transport et l'assemblage sur le site. De plus, répartir le débit maximum sur plusieurs unités permet également de choisir une vitesse de rotation plus élevée, ce qui est un avantage en terme de coût de la machine électrique, et peut conduire à éviter un multiplicateur de vitesse. Enfin, le fait de disposer de plusieurs groupes permet de ne pas stopper la production lors des révisions.

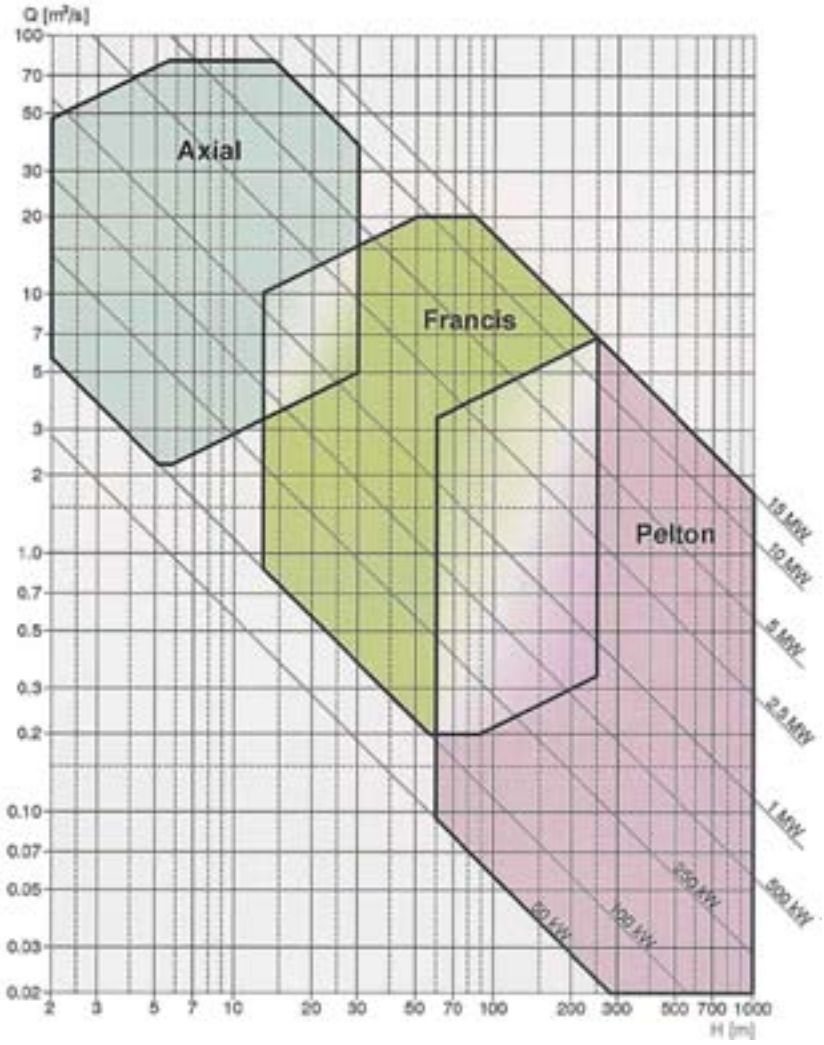


Figure 6.108 : Domaine d'utilisation des différents types de turbines

Dans le cas de variations de débit importantes sous une chute moyenne, une Pelton multijet ayant une vitesse de rotation basse mais un rendement élevés sur une large plage de fonctionnement pourra être préférée à une turbine Francis. Une remarque similaire peut également être faite pour les Kaplan et les Francis pour des basses chutes.

Le choix final entre une ou plusieurs unités ou entre un type de turbine ou un autre sera le résultat d'un calcul itératif prenant en considération l'investissement et la production annuelle.

Tableau 6.17 : Capacité de réponse aux variations de chute et de débit des différents types de turbines

Type de turbine	Capacité de réponse aux variations de débit	Capacité de réponse aux variations de chute
Pelton	Elevée	Basse
Francis	Moyenne	Basse
Kaplan à double réglage	Elevée	Elevée
Kaplan simple réglage	Elevée	Moyenne
Hélice	Basse	Basse

Vitesse spécifique

La vitesse spécifique constitue un critère de sélection du type de turbine plus fiable et plus précis que les couples débit-chute, mentionnés précédemment.

Si nous souhaitons produire de l'électricité dans un aménagement ayant une chute nette de 100 m pour un débit de 0,9 m^3/s, en utilisant une turbine directement couplée à un générateur standard tournant à 1 500 t/min, nous commençons par calculer la vitesse spécifique selon l'équation (6.5). On obtient :

$$n_{QE} = 0.135$$

Le seul choix possible correspondant à vitesse spécifique est la turbine Francis. Si, par contre, nous acceptons une vitesse de rotation moins élevée, il serait également possible de proposer une Pelton à 4 injecteurs avec un générateur tournant à 600 t/min.

Si nous souhaitons installer une turbine directement couplée à un générateur tournant à 1 000 t/min et utilisant 0,42 m^3/s sous une chute nette de 400 m, la vitesse spécifique correspondante sera :

$$n_{QE} = 0.022$$

Laquelle aiguille le choix vers une turbine Pelton à 1 injecteur. Selon l'équation (6.15), son diamètre caractéristique sera égal à $D_1 = 0,815$ m.

En cas de débit fortement variable, une Pelton à deux injecteurs ou plus serait également possible. Ceci permettrait de conserver un bon rendement à charge partielle.

Comme indiqué précédemment, les turbines Pelton sont généralement définies par le rapport D_1/B_2, plutôt que par la vitesse spécifique. En règle générale, ce rapport doit être plus élevé que 2,7. Une telle valeur ne peut cependant pas être obtenue sans de longs et coûteux développements en laboratoire, raison pour laquelle il est conseillé en petite hydraulique de rester au dessus de 3,0.

Cavitation

Contrairement à l'évaporation qui voit la vapeur se former par augmentation de la température d'un liquide à pression constante, la cavitation est un phénomène de vaporisation à température constante et pression variable.

Lorsqu'un écoulement s'accélère en rencontrant un aubage de la turbine, l'arête d'entrée d'une pale motrice par exemple, la pression peut localement descendre en dessous de la tension de vapeur correspondant à la température de l'eau. Il se forme alors une poche de vapeur sur l'extrados de l'aubage qui va s'étendre à mesure que la pression ambiante s'abaisse. Continuant sa progression sur l'aubage, la poche parvient dans une zone où la pression remonte au-delà de la tension de vapeur. Les cavités de vapeur implosent (s'écrasent) ce qui génère des densités considérables d'énergie cinétique pouvant conduire à des érosions, parfois catastrophiques, de la surface de l'aubage. Cette zone de condensation se manifeste visuellement par des grappes de bulles. Ce phénomène est généralement bruyant et toujours très fluctuant.

La poche de vapeur, par contre, pour autant, bien entendu, qu'elle soit peu importante et stable, n'altère pas les performances de la turbine et n'érode pas l'aubage.

Toutefois, la cavitation n'est pas une fatalité. Des développements en laboratoire permettent non seulement une conception hydraulique adéquate, mais également de déterminer les limites d'utilisation d'une turbine, permettant d'éviter ce problème.

La cavitation est caractérisée par le coefficient de cavitation σ (coefficient de Thoma) défini selon la norme CEI 60193 comme :

$$\sigma = \frac{NPSE}{gH} \qquad [-] \qquad (6.25)$$

Où NPSE est l'énergie massique nette à l'aspiration :

$$NPSE = \frac{P_{atm} - P_v}{\rho} + \frac{V^2}{2} - gH_S \qquad [-] \qquad (6.26)$$

Où	P_{atm}	=	pression atmosphérique	[Pa]
	P_v	=	tension de vapeur de l'eau	[Pa]
	ρ	=	masse volumique de l'eau	[kg/m^3]
	g	=	accélération de la pesanteur	[m/s^2]
	V	=	vitesse moyenne de sortie	[m/s]
	H	=	chute nette	[m]
	H_s	=	hauteur d'aspiration	[m]

Pour éviter la cavitation, la turbine doit être installée au plus à la hauteur d'aspiration H_s définie par l'équation (6.27).

$$H_S = \frac{P_{atm} - P_v}{\rho \cdot g} + \frac{V^2}{2 \cdot g} - \sigma \cdot H \qquad [m] \qquad (6.27)$$

Une valeur positive de H_s signifie que la roue de turbine peut être installée au-dessus du niveau aval, et une valeur négative indiquant une implantation en dessous de ce niveau.

Le coefficient de Thoma σ est déterminé par des essais sur modèle réduit en laboratoire. Sa valeur est fournie par le constructeur de la turbine. Les relations ci-dessous sont les résultats d'études statistiques et permettent d'estimer, en première approche, la valeur de σ en fonction de la vitesse spécifique n_{QE} pour les turbines Francis et Kaplan :

Francis $$\sigma = 1.2715 \cdot n_{QE}^{1.41} + \frac{V^2}{2 \cdot g \cdot H} \qquad [-] \qquad (6.28)$$

Kaplan $$\sigma = 1.5241 \cdot n_{QE}^{1.46} + \frac{V^2}{2 \cdot g \cdot H} \qquad [-] \qquad (6.29)$$

Il faut noter que P_{atm} décroît avec l'altitude, d'environ 1,01 bar au niveau de la mer à 0,65 bar à 3 000 m au-dessus du niveau de la mer. Il en résulte qu'une turbine Francis ayant une vitesse

spécifique de 0,150, fonctionnant sous 100 m de chute (avec un σ correspondant = 0,090) et se trouvant dans une centrale au niveau de la mer, exigera une hauteur d'aspiration de :

$$H_S = \frac{101'000 - 880}{1000 \cdot 9.81} + \frac{2^2}{2 \cdot 9.81} - 0.09 \cdot 100 = 1.41 \qquad [m]$$

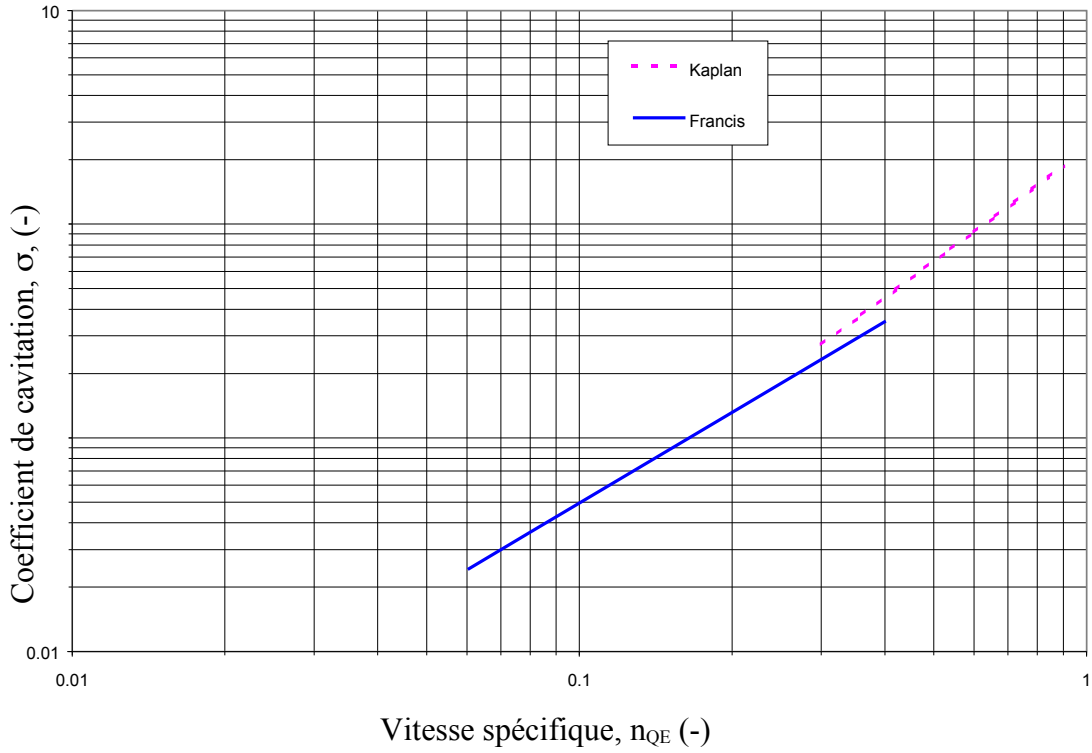
Si par contre elle est installée dans une centrale à 2 000 m au-dessus du niveau de la mer, la hauteur d'aspiration sera :

$$H_S = \frac{79'440 - 880}{1000 \cdot 9.81} + \frac{2^2}{2 \cdot 9.81} - 0.09 \cdot 100 = -0.79 \qquad [m]$$

Cette seconde valeur étant négative, il sera nécessaire d'implanter la roue de la turbine en dessous du niveau de restitution.

La figure 6.27 donne une vue d'ensemble des limites de cavitation.

Figure 6.109 : Limites de cavitation



L'équation 6.30 donne un moyen de vérifier la cohérence entre la vitesse spécifique n_{QE} et les limites de cavitation.

$$n_{QE} \leq 0.686 \cdot \sigma^{0.5882} \qquad [-] \qquad (6.30)$$

On doit noter que de la cavitation locale peut également survenir sur des augets Pelton si le bord d'attaque de l'auget n'est pas conçu correctement ou si la forme testée en laboratoire n'a pas été totalement respectée durant la fabrication.

Vitesse de rotation

Selon l'équation 6.5, la vitesse de rotation d'une turbine est directement associée à sa vitesse spécifique, à son débit et à sa chute. Dans les petites centrales hydroélectriques, on utilisera si possible des générateurs standards tournant à vitesse synchrone qu'ils soient couplés directement à la turbine ou que l'on ait recours à un multiplicateur. Le tableau 6.5 rappelle les principales vitesses de rotation synchrone.

Tableau 6.18 : Vitesse de rotation des générateurs

Nombre de pôles	Fréquence		Nombre de pôles	Fréquence	
	50 Hz	60Hz		50 Hz	60 Hz
2	3000	3600	16	375	450
4	1500	1800	18	333	400
6	1000	1200	20	300	360
8	750	900	22	272	327
10	600	720	24	250	300
12	500	600	26	231	377
14	428	540	28	214	257

Vitesse d'emballement

Chaque type de turbine est caractérisé par une vitesse d'emballement maximale. Elle correspond à la vitesse que l'unité peut atteindre en cas de déclenchement du réseau lorsque l'énergie hydraulique est à son maximum. Ce fonctionnement correspond en fait à un rendement nul, toute l'énergie à disposition étant dissipée en frottements. Comme indiqué dans le tableau 6.6, elle peut atteindre 2 à 3 fois la vitesse nominale en fonction du type de turbine.

Il faut se rappeler que le coût d'un générateur et de l'éventuel multiplicateur peut être augmenté significativement lorsque la vitesse d'emballement est élevée, puisqu'ils doivent être conçus de sorte à résister aux contraintes mécaniques correspondantes.

Tableau 6.19 : Vitesse d'emballement des turbines

Type de turbine	Vitesse d'emballement n_{max}/n
Kaplan simple réglage	2.0 - 2.6
Kaplan double réglage	2.8 - 3.2
Francis	1.6 – 2.2
Pelton	1.8 – 1.9
Turgo	1.8 – 1.9

6.2.5 Rendement des turbines

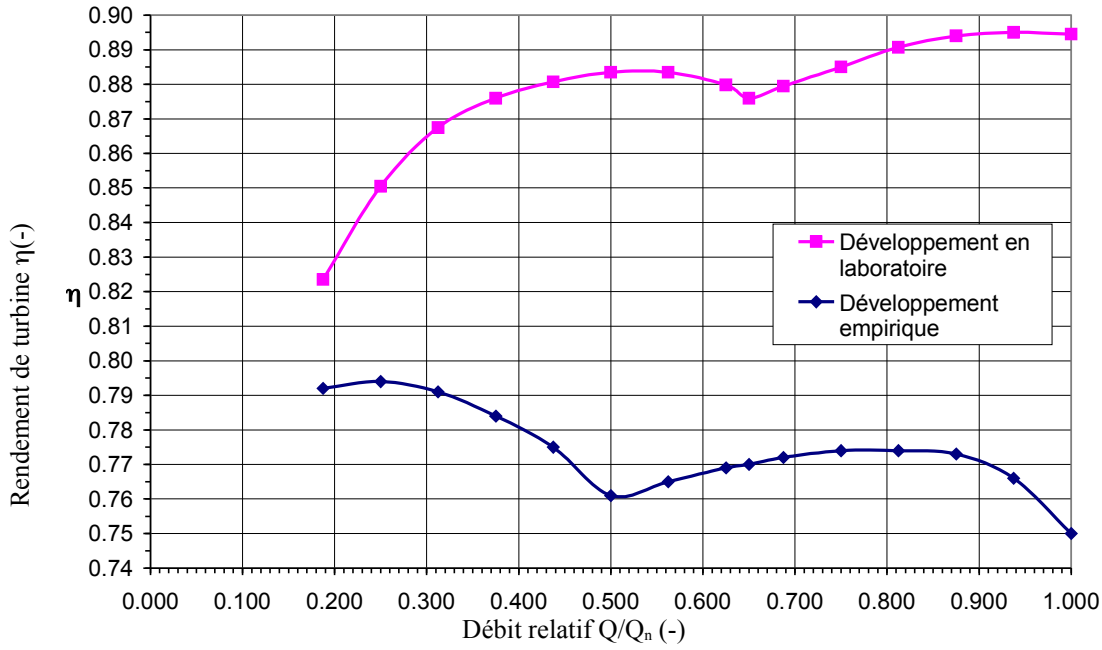
Il est réellement important de se rappeler que le rendement caractérise non seulement la capacité d'une turbine à exploiter un site de manière optimale, mais également son comportement hydraulique.

Un rendement très moyen signifie que la conception hydraulique n'est pas optimale et que d'importants problèmes peuvent survenir (comme par exemple la cavitation, les vibrations, etc.), lesquels peuvent réduire de manière importante la production annuelle et endommager la turbine.

Chaque exploitant de centrale électrique doit exiger du constructeur une garantie de rendement (non une garantie de puissance) basée sur des développements en laboratoire. C'est le seul et unique moyen de garantir que la turbine fonctionnera correctement. L'origine des garanties doit être connue et indiscutable, même pour de très petites turbines hydroélectriques.

La figure 6.28 montre un exemple réel d'une petite turbine construite sans garantie de rendement et sans développement en laboratoire, comparée à une technique garantie et disponible.

Figure 6.110 : Comparaison entre la mesure de rendement d'une turbine réelle construite sans développement en laboratoire et les performances possibles avec une technique garantie



Deux possibilités s'offrent au Maître d'Oeuvre lorsqu'il désire contrôler les performances d'une turbine.

La première consiste à effectuer des essais **sur site** après la mise en service de la turbine. Afin d'obtenir la précision de mesure adéquate, il faudra recourir à des techniques sophistiquées (par exemple, la méthode thermodynamique), difficiles à mettre en œuvre et la plupart du temps inapplicables aux petits aménagements. On est réduit à adopter des méthodes plus simples aux résultats toujours discutables. Si les essais démontrent que les garanties de performances ne sont pas atteintes, il n'est en général plus possible d'apporter les améliorations souhaitables à la machine. Le

payement des pénalités contractuelles par le constructeur ne compense jamais la perte de production subie par l'exploitant sur la durée de vie de la turbine.

La seconde méthode consiste à effectuer des essais **en laboratoire** sur des turbines géométriquement semblables aux prototypes industriels. Dans le cas de la petite hydraulique, la dimension des machines testées est souvent très proche de celle des machines réalisées. En suivant les normes en vigueur dans ce domaine, des résultats fiables et transposables sont obtenus. De plus, le comportement hydraulique de la turbine peut être observé dans toute l'étendue de sa plage de fonctionnement. Il est ainsi possible de corriger les éventuels défauts **avant** la construction de la machine.

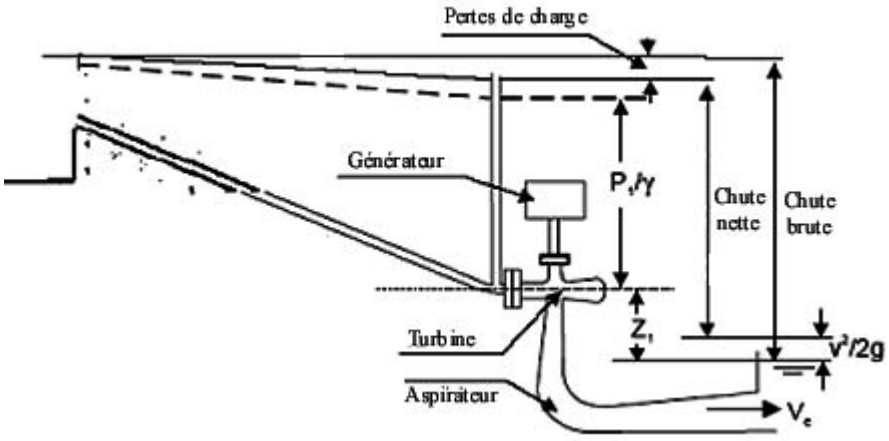
Le rendement garanti par les constructeurs de turbines doit être vérifié conformément à la "Norme internationale pour les essais de réception sur site de turbines hydrauliques" (publication CEI 60041), ou, conformément à la "Norme internationale pour les essais de réception sur modèles réduits " (publication CEI 60193). Le rendement est défini comme le rapport entre la puissance mécanique développée par la turbine (puissance mécanique à l'arbre de turbine) à la puissance hydraulique à disposition de la turbine, définie selon l'équation 6.1.

$$\eta = \frac{P_{mec}}{P_h} \qquad [-] \qquad (6.31)$$

Comme indiqué sur la figure 6.29, la turbine n'est pas limitée à sa roue. Les normes définissent clairement les limites de la turbine et le constructeur doit donner ses garanties conformément à ces limites. Celui-ci indique également des critères de qualité que le propriétaire doit respecter, comme par exemple, la répartition de vitesse et la déviation de l'écoulement acceptable dans la prise d'eau dans le cas de petits aménagements basse chute.

On doit rappeler que pour les turbines à action (Pelton et Turgo), la chute est mesurée relativement à l'axe de l'injecteur, lequel est toujours au-dessus du niveau d'eau aval. Ceci entraîne une réduction de la dénivellation utile. Cette différence n'est pas négligeable pour des aménagements de moyenne chute, lorsque l'on compare la performance des turbines à action à celle des turbines à réaction utilisant toute la dénivellation disponible.

Figure 6.111 : Représentation schématique des pertes d'énergie dans un aménagement hydroélectrique



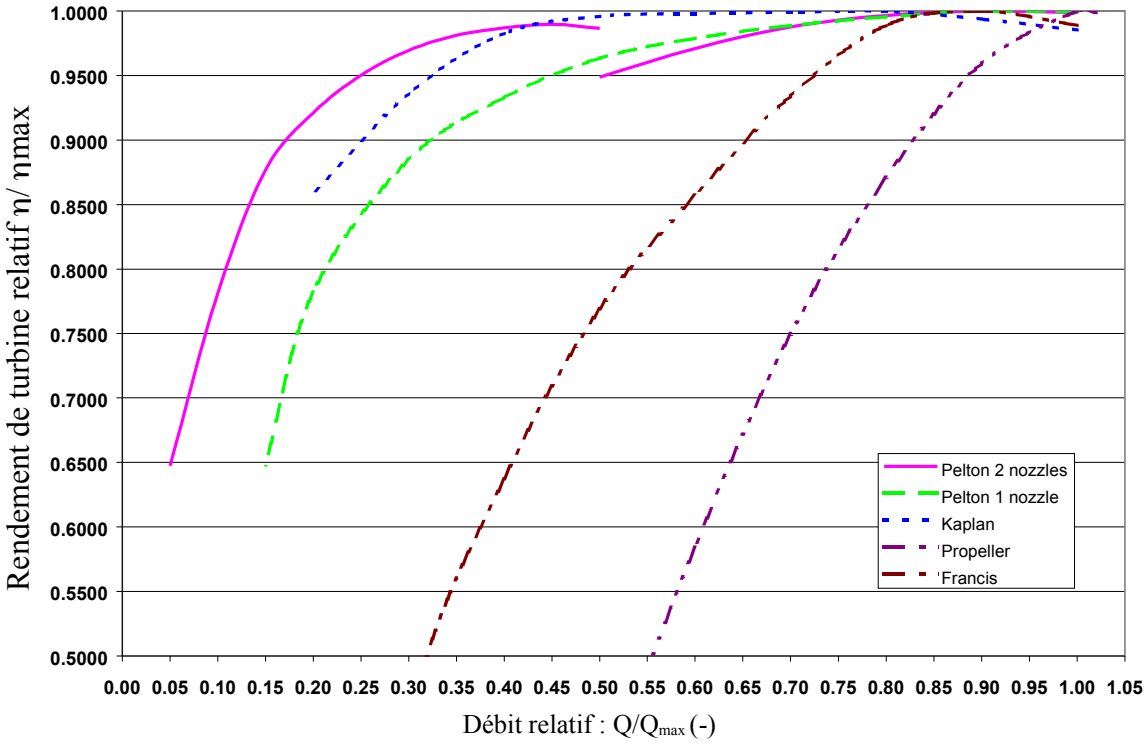
Pour les turbines à réaction, les principales pertes hydrauliques sont les pertes de charge dans les ouvrages d'adduction, ainsi que les pertes par frottement dans la bâche spirale, dans le distributeur, sur les aubes de la roue, etc. ainsi que l'énergie cinétique restante en sortie de la turbine.

L'aspirateur ou diffuseur est conçu pour "récupérer" la fraction la plus grande possible de l'énergie cinétique restante de l'eau quittant la roue. Celle-ci est particulièrement importante dans les très basses chutes (< 5 m), où elle peut atteindre 80 % de la chute nette (tandis que pour une chute moyenne, elle dépasse rarement 3 à 4 %). L'aspirateur a de telles répercutions sur le fonctionnement et le rendement de la turbine que seul le constructeur de la machine peut le concevoir correctement selon ses travaux de laboratoire.

La figure 6.30 (à utiliser avec le tableau 6.7) indique le niveau de rendement que peuvent garantir les constructeurs disposant d'une technique hydraulique testée et éprouvée pour différents types de turbine. Le rendement global du groupe est obtenu en multipliant le rendement turbine par les rendements du multiplicateur (si utilisé) et du générateur.

Figure 6.112 : Niveaux de rendement des petites turbines hydroélectriques

Pelton 2 nozzles = Pelton 2 injecteurs ; Pelton 1 nozzle = Pelton 1 injecteur ; Propeller = Hélices



Comme le montre la figure ci-dessus, le rendement de la turbine varie avec le débit. Le débit maximal des turbines à réaction ne correspond généralement pas au meilleur rendement, ceci de manière à privilégier le rendement à charge partielle. Les niveaux indiqués dans le tableau 6.7 correspondent donc au rendement à débit nominal (c'est-à-dire le débit de dimensionnement de la turbine) et non pas au débit maximum.

Les turbines Kaplan à double réglage et les Pelton peuvent fonctionner de manière satisfaisante sur une large gamme de débits (< 20% à 100%). Les Kaplan à simple réglage ont un rendement acceptable à partir du tiers et les turbines Francis à partir de la moitié du débit nominal. Au-dessous

de 40 % du débit nominal, les turbines Francis peuvent développer des instabilités induisant des vibrations ou des chocs mécaniques.

Les hélices ayant des distributeurs et des aubes fixes ne peuvent fonctionner de manière satisfaisante que sur une faible gamme de débits autour de la valeur nominale. Il faut noter que les turbines Kaplan à simple réglage ne sont efficaces que si la roue est réglable (et non pas les directrices).

Tableau 6.20 : Niveaux de rendement des petites turbines

Type de turbine	Meilleur rendement
Kaplan simple réglage	0.91
Kaplan double réglage	0.93
Francis	0.94
Pelton n injecteurs	0.90
Pelton 1 injecteur	0.89
Turgo	0.85

6.3 Multiplicateurs de vitesse

Lorsque la turbine et le générateur fonctionnent à la même vitesse et peuvent être placés de sorte que leurs arbres soient alignés, un accouplement direct constitue la meilleure solution puisqu'elle permet d'éviter les pertes mécaniques dues au multiplicateur de vitesse et de réduire la maintenance en évitant un organe de transmission. Les constructeurs de turbine proposent en général soit un accouplement rigide, soit un accouplement élastique, permettant de corriger de très légers désalignements. La tendance actuelle en petite hydraulique est cependant de limiter le nombre de paliers et les configurations avec une roue montée en porte-à-faux sur l'arbre de l'alternateur sont de plus en plus courantes pour les Pelton et Francis.

La multiplication de vitesse est presque exclusivement rencontrée dans le domaine des aménagements à basse chute dans lesquels les turbine ont souvent une vitesse de rotation inférieure à 428.57 t/min. Il est dans ce cas nécessaire d'avoir recours à un multiplicateur de manière à pouvoir utiliser des alternateurs standard tournant entre 750 et 1'500 t/min. Cette solution s'avère généralement la plus économique dans le cas de petite puissance, les alternateurs à basse vitesse réalisés sur mesure étant d'une part difficiles à trouver et, d'autre part onéreux.

6.3.1 Type de multiplicateurs

Les principaux types de multiplicateurs sont classés de la manière suivante :

- Multiplicateur à arbres parallèles utilisant des engrenages hélicoïdaux : ils sont particulièrement intéressants pour des applications de puissance moyenne. La figure 6.32 montre une configuration verticale, couplée à une turbine Kaplan verticale.

- Multiplicateur à engrenages coniques : habituellement limité à des applications de basse puissance utilisant des engrenages à renvoi d'angle. La figure 6.32 montre un multiplicateur à deux étages. Le premier est un train planétaire (type de multiplicateur à arbres parallèles), le second étant un multiplicateur à renvoi d'angle à engrenage conique.

- Multiplicateur à courroie : habituellement utilisé pour les applications de petite puissance, offrant de grandes facilités de maintenance ainsi qu'une grande fiabilité (voir figure 6.33).

Figure 6.113: Multiplicateur à arbres parallèles

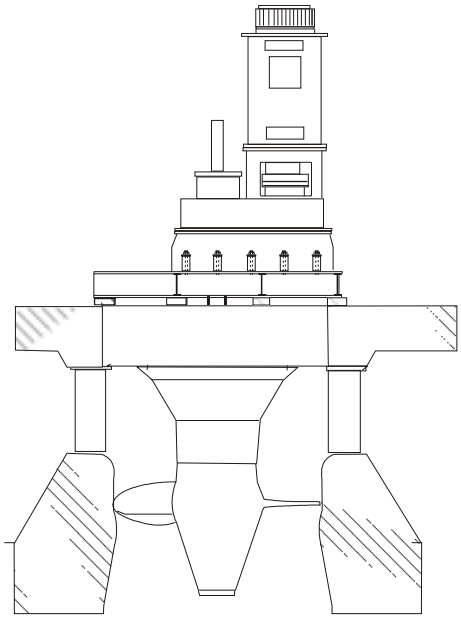


Figure 6.114: Multiplicateur à engrenages coniques

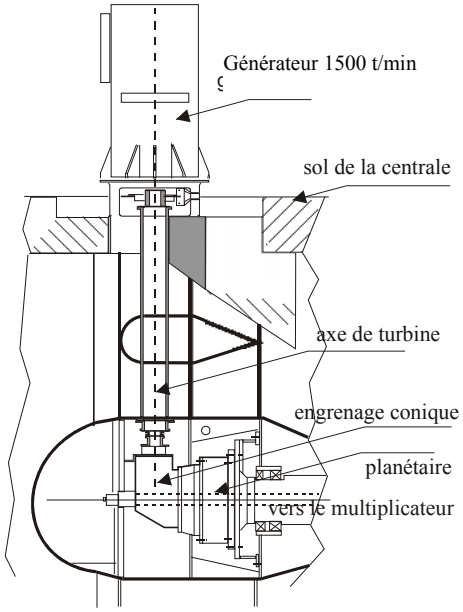
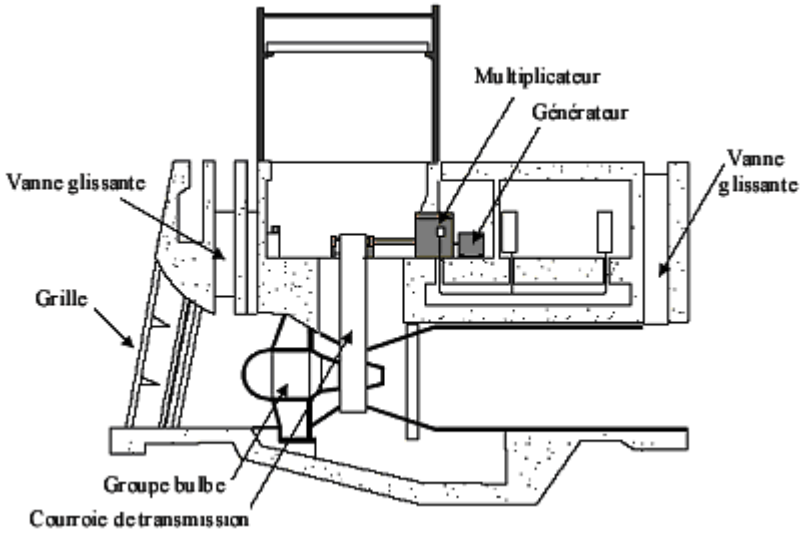


Figure 6.115: Multiplicateur à courroie



6.3.2 Caractéristiques du multiplicateur

Le bâti du multiplicateur à engrenage doit être conçu pour garantir l'alignement de ses composants dans toutes les conditions de fonctionnement. Il est généralement fabriqué en acier soudé et comporte différents raidisseurs permettant de reprendre le couple de la turbine et la poussée axiale hydraulique sans déformation apparente.

Un léger manque de synchronisme, un arrêt brusque (coupure du réseau) ou tout autre incident du système génère des contraintes critiques très élevées sur les engrenages. Pour le protéger, le multiplicateur de vitesse doit intégrer un limiteur de couple agissant lorsqu'une force anormale survient. Il faut également remarquer que les multiplicateurs sont fortement sollicités en phase de démarrage de la turbine au moment de la connexion au réseau.

Pour garantir le niveau requis de fiabilité, une bonne lubrification est essentielle. Il est très important que la qualité, le volume, la viscosité et la température de l'huile restent toujours dans les limites des spécifications. Un système de lubrification double avec deux pompes de circulation et deux filtres à huile contribuent par exemple à la fiabilité du système.

La qualité d'exécution des dents des engrenages est également primordiale. Il faut en effet pouvoir garantir que le contact s'effectue sur toute la longueur des dents et non ponctuellement, sans quoi des phénomènes de fatigue conduiront rapidement à des ruptures.

Les multiplicateurs sont conçus conformément aux normes internationales (AGMA 2001, B88 ou DIN 3990) utilisant des critères très conservateurs, lesquels entrent, de prime abord, en conflit avec le besoin de réduire les coûts. Le multiplicateur étant une pièce sensible de l'aménagement il n'est cependant pas recommandé de se lancer dans une solution bon marché sans avoir effectué une analyse approfondie des contraintes. On prêtera également une attention soutenue à un traitement thermique soigné des engrenages et à la qualité d'usinage des dents, de même qu'aux facteurs métallurgiques tels que par exemple la nitruration. Ces précautions sont essentielles pour garantir la pérennité d'un multiplicateur.

Enfin, il convient de rappeler qu'en aucun cas un multiplicateur de vitesse ne devra être issu de la conception d'un réducteur de vitesse. Ces produits standard ne prennent en effet pas en compte des efforts tels que la poussée hydraulique. Un multiplicateur n'est donc pas un réducteur inversé, mais bien un produit à part entière possédant ses propres règles de conception.

La sélection de paliers est également cruciale. En dessous de 1 MW, l'utilisation de paliers à rouleaux est habituelle. Aujourd'hui les fabricants commencent cependant à utiliser une telle technologie pour des turbines jusqu'à 5 MW. L'autre possibilité est d'utiliser des paliers hydrodynamiques lubrifiés qui présentent les avantages suivants :

- La durée de vie de paliers à rouleaux est limitée par la fatigue (environ 100'000 heures) tandis que les paliers hydrodynamiques ont une durée de vie pratiquement illimitée.

- Les paliers hydrodynamiques peuvent induire une certaine contamination d'huile, contrairement aux paliers à rouleaux.

Pour les petites unités, on préférera les paliers à rouleau lubrifiés "à vie" ne nécessitant pas de système auxiliaire de lubrification.

6.3.3 Maintenance des multiplicateurs

Au moins 70 % des dysfonctionnements de multiplicateurs sont dus à la mauvaise qualité ou au manque de lubrifiant. De manière fréquente, les filtres à huile s'obstruent, ou l'eau entre dans le circuit de lubrification. Une maintenance préventive est indispensable. Il est de plus conseillé de faire une analyse périodique du lubrifiant pour vérifier s'il est conforme aux spécifications.

Les multiplicateurs augmentent sensiblement le bruit dans la centrale et exigent une maintenance soigneuse puisque leurs pertes mécaniques peuvent dépasser 2 % de l'énergie à l'accouplement avec la turbine.

Les problèmes de maintenance et de perte de rendement conduisent de plus en plus les constructeurs à préférer l'alternative d'un générateur basse vitesse.

6.4 Générateurs

Les générateurs transforment l'énergie mécanique en énergie électrique. Bien qu'au début de l'électrification la plupart des centrales fournissaient du courant continu, correspondant aux besoins de l'époque, aujourd'hui, mis à part quelques applications particulières de très petite puissance, seuls des générateurs à courant alternatif à trois phases sont utilisés. En fonction des caractéristiques du réseau électrique, le producteur peut choisir entre :

- **Les générateurs synchrones** : ils sont équipés d'un système d'excitation à courant continu ou à aimant permanent (rotatif ou statique), associé à un régulateur de tension régulant la tension de sortie avant que le générateur ne soit connecté au réseau. Ils fournissent l'énergie réactive requise par le système. Les générateurs synchrones peuvent fonctionner en réseau isolé, puisque leur excitation ne dépend pas du réseau.

- **Les générateurs asynchrones** : ce sont des moteurs à induction à rotor en court-circuit simple (cage d'écureuil) n'ayant aucune possibilité de régulation de tension et fonctionnant à une vitesse directement liée à la fréquence du réseau. Ils tirent leur courant d'excitation du réseau et absorbent de la puissance réactive, raison pour laquelle il est en général nécessaire d'y adjoindre une batterie de condensateurs permettant de compenser la puissance réactive absorbée. Ils ne peuvent donc pas fonctionner en réseau isolé puisqu'ils sont incapables de fournir leur propre courant d'excitation. Toutefois, ils sont utilisés dans de toutes petites installations autonomes comme solution bon marché lorsque la qualité requise de l'alimentation électrique n'est pas très élevée.

Si traditionnellement on considère qu'en dessous de 1 MW, les générateurs synchrones sont plus chers que les générateurs asynchrones, la tendance est actuellement à la baisse et les coûts sont maintenant comparables dès que l'on dépasse 100 kW, compte tenu du fait que l'on évite les batteries de condensateur avec une machine synchrone. Ces dernières sont utilisées en particulier lorsque leur puissance représente une proportion sensible de la puissance du réseau auquel elles sont connectées. Les générateurs asynchrones, plus économiques pour de faibles puissances, nécessitent un réseau électrique stable. Leur puissance doit par conséquent être faible par rapport à celle du réseau. Le rendement avoisine les 95 % pour une machine de 100 kW et peut s'élever à plus de 96 % pour les puissances supérieures à 1 MW. Le rendement des générateurs synchrones est en général légèrement supérieur à celui des machines asynchrones. Lorsque l'énergie dépasse quelques MVA, un générateur synchrone est systématiquement installé.

Depuis quelques années, des systèmes à vitesse variable et fréquence constante sont disponibles. Ainsi, la vitesse de rotation de la turbine peut varier, tandis que la tension et la fréquence sont maintenues constantes et non déformées. Le convertisseur de fréquence utilisé pour connecter le générateur au réseau, via un passage en courant continu, peut même être synchronisé avec le réseau avant que le générateur ne commence à tourner.

Ce type de système est particulièrement intéressant lorsque la chute nette est fortement variable. Il permet en effet d'adapter la vitesse de rotation de la turbine en fonction des conditions d'écoulement. Cette approche est souvent proposée comme un moyen d'améliorer la performance des turbines en pareil cas. Elle permet en outre de rendre techniquement possible le turbinage dans des cas extrêmes de variation de chute.

Contrairement à la fausse idée largement répandue, la vitesse variable ne permet pas de s'adapter à des variations importantes du débit. On ne pourra par conséquent pas remplacer une Kaplan par une hélice. Enfin, pour les basses chutes, la turbine Kaplan à double réglage offre la même flexibilité.

Enfin, le fonctionnement à une vitesse non synchrone peut s'avérer intéressant lorsque la vitesse de rotation optimale de la turbine se situe entre deux vitesses synchrones (par exemple à 1283 t/min).

En petite hydraulique, les tensions standard des petits générateurs sont de 400 V ou 690 V. Elles permettent l'utilisation de transformateurs de distribution BT/MT standard pour la connexion au réseau et l'utilisation directe du courant produit pour alimenter les auxiliaires de la centrale. Pour des puissances supérieures à quelques MVA, des générateurs fonctionnant en moyenne tension (MT), de l'ordre de quelques kV, sont disponibles. La connexion au réseau se fait alors soit sans transformateur, soit avec un transformateur spécifique MT/HT. L'alimentation des auxiliaires se fait alors au moyen d'un transformateur indépendant HT/BT.

Tableau 6.21 : Niveau de rendement des petits générateurs

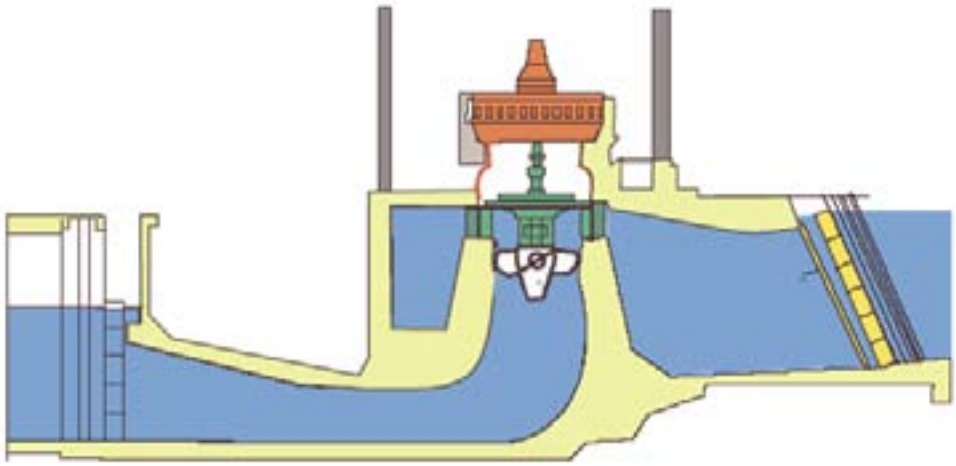
Puissance nominale [kW]	Meilleur rendement
10	0.910
50	0.940
100	0.950
250	0.955
500	0.960
1000	0.970

6.4.1 Configurations des générateurs

Les générateurs peuvent être construits pour être à axe horizontal ou vertical. La figure 6.34 montre une turbine Kaplan à axe vertical tournant à 214 t/min et directement couplée à un alternateur basse vitesse 28 pôles.

L'inertie des petites machines étant faible, il est courant d'ajouter un volant d'inertie permettant de lisser les variations de vitesse et ainsi assister la régulation de la centrale.

Figure 6.116 : Générateur à axe vertical couplé directement à une turbine Kaplan



L'un des critères de conception de l'alternateur concerne ses paliers. On n'aura en effet pas le même type de palier, selon que la poussée hydraulique doit être reprise par l'alternateur ou par un palier de la turbine. Par ailleurs, les paliers devront être dimensionnés différemment selon que la roue de la turbine est en porte à faux sur l'arbre de l'alternateur ou non. Cette dernière configuration rencontrée avec des turbines Pelton et Francis, est particulièrement avantageuse, puisqu'elle permet de limiter le nombre de paliers à 2 et d'éviter ainsi tout problème d'alignement. Il est par conséquent recommandé d'adopter cette solution chaque fois que cela est possible.

Pour les petits générateurs, le système de refroidissement est essentiellement air/air, alors que pour les plus grandes unités, on aura tendance à adopter un système d'échangeur air/eau.

6.4.2 Excitatrices

Le courant d'excitation nécessaire au fonctionnement du générateur synchrone peut être fourni par un petit générateur à courant continu, appelé excitatrice, entraîné par l'arbre du générateur. Celui-ci absorbe de 0,5 % à 1,0 % de la puissance du générateur. De nos jours, la tendance est cependant à l'utilisation d'excitatrices statiques.

Excitatrices rotatives.

Les rotors du générateur principal et de l'excitatrice sont habituellement montés sur l'arbre principal. Dans des générateurs plus grands, on a recours à une excitatrice pilote à aimants permanents. Elle fournit le courant d'excitation à l'excitatrice principale, laquelle à son tour fournit le courant d'excitation au générateur.

Excitatrice sans balai

Dans une telle excitatrice, le bobinage d'excitation est constitué par le stator qui génère un courant alternatif dans les enroulements rotoriques. Un redresseur tournant avec l'arbre, convertit le courant alternatif en courant continu, lequel alimente les bobinages d'excitation du générateur principal sans nécessiter de balais. La régulation de tension est obtenue en contrôlant le courant dans le bobinage d'excitation de l'excitatrice.

Excitatrices statiques

Une excitatrice statique est un redresseur AC/DC connecté au réseau et fournissant un courant continu aux bobinages d'excitation du générateur. Le contrôle du facteur de puissance et de la tension fonctionne de la même manière qu'avec une excitatrice rotative. Les excitateurs statiques sont robustes, de maintenance aisée et ont un rendement élevé. La réponse aux oscillations de tension du générateur est très bonne.

6.4.3 Régulation de tension et synchronisation

Générateurs asynchrones

Un générateur asynchrone a besoin d'absorber une certaine quantité de puissance réactive du réseau triphasé pour assurer sa magnétisation. Le réseau définit en outre la fréquence de champ tournant dans le stator et fixe la vitesse synchrone à laquelle le rotor doit être entraîné.

Au démarrage, la turbine accélère jusqu'à une vitesse légèrement supérieure à la vitesse synchrone du générateur, puis un relais de vitesse commande la fermeture du disjoncteur principal. A partir de cet état hyper synchronisé, la vitesse de générateur va diminuer jusqu'à la vitesse synchrone en alimentant le réseau en courant. Des déviations de vitesse relativement à la vitesse synchrone vont générer un couple d'entraînement ou de résistance qui va ramener le générateur dans la zone de fonctionnement stable.

Générateurs synchrones

Au démarrage, la turbine est accélérée progressivement en augmentant son débit. On contrôle alors la tension, la fréquence, la phase et le sens de rotation du générateur. La régulation agit alors sur la turbine en contrôlant son débit pour faire en sorte que toutes ces valeurs soient identiques à celles du réseau électrique. Dès que cela est le cas, le générateur est couplé et commence à fournir du courant. Dans le cas d'un réseau isolé, la régulation devra maintenir une tension prédéterminée constante, indépendamment de la charge. Dans le cas d'un réseau interconnecté, la régulation maintient le facteur de puissance ou la puissance réactive définie.

6.5 Régulation de turbine

Chaque turbine est conçue pour une chute nette et un débit, la rendant ainsi unique. Toute variation de débit relativement à la valeur nominale doit être compensée par l'ouverture ou la fermeture de dispositifs tels que le distributeur ou les pointeaux contrôlant le débit. Dans le cas où le débit disponible de la rivière serait supérieur au débit d'équipement de la centrale, il est en outre possible de contrôler le niveau de la retenue par l'ouverture ou la fermeture de ses vannes.

Dans des aménagements connectés à un réseau isolé ou à un réseau de faible puissance relativement à celle de la centrale, outre le contrôle du débit en fonction de l'eau disponible, on devra également réguler la vitesse de roue, dont dépend la fréquence du courant produit. Si le générateur est surchargé (forte demande sur le réseau), la turbine ralentit. Au contraire, elle accélère lorsque le réseau est déchargé.

Il existe deux approches pour maintenir la vitesse de la roue constante : soit en suivant les variations de charge, soit en maintenant la charge électrique constante en agissant sur une charge électrique de ballast variable.

Dans la première approche, la régulation de vitesse (fréquence) est habituellement effectuée en variant le débit et en adaptant ainsi la production à la charge demandée. On travaillera en agissant sur la commande des organes de régulation de débit, actionnant ainsi les servomoteurs des directrices ou pointeaux. L'ouverture de ces organes est contrôlée par un asservissement informant en permanence le système de contrôle et commande.

Dans la seconde approche, on considère que la charge est constante. Ainsi la turbine se comporte comme si elle était sur un réseau interconnecté et le débit utilisé par la turbine correspond au débit disponible. La charge étant constante, la turbine fonctionne à vitesse fixe. Si la demande décroît, la turbine aura tendance à accélérer. Cette accélération est détectée par un capteur de vitesse et le régulateur de charge actionne la résistance variable, de manière à compenser la baisse de la demande. L'opération inverse se produit lorsque la demande augmente à nouveau. Ce type de régulation est essentiellement utilisé lorsque la quantité d'eau disponible est en tout temps supérieure à la quantité d'eau requise par l'installation.

Si la régulation de vitesse n'a pas de limite de puissance, les régulateurs de charge ne sont en général pas utilisés pour des puissances supérieures à 100-150 kW.

Régulateurs de vitesse

Un régulateur est une combinaison de dispositifs et de mécanismes détectant une déviation de vitesse et la convertissant en un ordre de régulation de débit. Un capteur de vitesse détecte la déviation relativement à une consigne et émet un signal conduisant finalement à un ordre de commande du servomoteur, hydraulique ou électrique, actionnant les organes de régulation de débit de la turbine. Dans une turbine Francis, ce dispositif agira sur le cercle de vannage et modifiera la position des directrices. Dans une turbine Pelton, il agira sur la tige des pointeaux. Enfin, dans une turbine Kaplan, il agira sur la commande des pales de la roue et/ou sur celle des directrices. Les servomoteurs devront être à même de dépasser en toute position les forces de frottement et les forces hydrauliques.

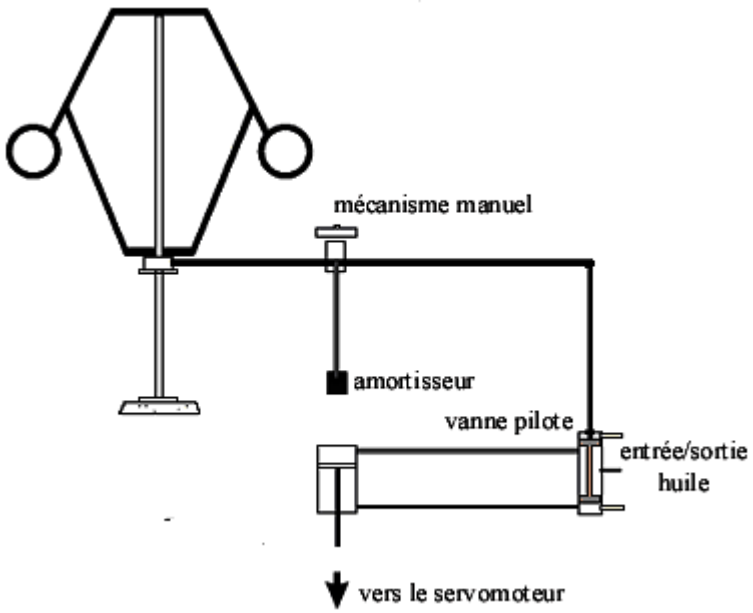
Plusieurs types de régulateurs sont disponibles mécanique, mécano-hydraulique, électro-hydraulique ou mécano-électrique.

Le régulateur entièrement mécanique est utilisable avec des turbines assez petites, son organe de régulation de débit étant facile à commander et n’exigeant pas un grand effort. Il utilise un système de masses libres (régulateur à billes) entraîné par l’arbre de turbine. La montée ou la descente des billes en fonction de la vitesse de la turbine actionne linéairement la tige de commande de l'organe de réglage.

Auparavant, le type le plus répandu était le régulateur mécano-hydraulique (figure 6.35), qui utilise également un mécanisme à billes, mais qui est plus léger et plus précis que celui utilisé dans un régulateur entièrement mécanique. Lorsque la demande sur le réseau augmente, la vitesse de rotation diminue, les billes descendent et actionnent le manchon du tiroir distributeur, ouvrant l’accès à la chambre supérieure du servomoteur. L’huile sous pression actionne ainsi le piston qui agit sur l'organe de réglage de débit de la turbine. L'opération inverse se produit lorsque la vitesse de rotation augmente

L'avènement de l'électronique et des capteurs de vitesse fiables a toutefois signé le glas des régulateurs à billes.

Figure 6.117 : Régulateur de vitesse mécanique



Les régulateurs électro-hydrauliques modernes font quant à eux appel à un capteur de vitesse situé sur l'arbre du générateur. La mesure est comparée en continu à une consigne. Si elle diffère de la référence, il émet un signal d'erreur (positif ou négatif) qui est transmis au servomoteur de sorte qu'il puisse agir selon le sens requis. En général, l'actionneur est alimenté par un groupe hydraulique haute pression, constitué d'un réservoir d'huile, d'une pompe, d'un accumulateur, dans lequel l'huile sous pression est stockée afin de pouvoir assurer une manoeuvre de mise en sécurité de l'installation en cas de perte de réseau électrique, de vannes de régulation et d'un cylindre hydraulique. Tous ces systèmes de régulation décrits précédemment ajustent continuellement la position des organes de contrôle du débit, ce qui peut poser un problème de stabilité du système. De manière à y remédier et à fournir un ajustement rapide et stable, on ajoute dans le système un amortisseur qui permet de ne pas prendre en compte les variations par trop ponctuelles en retardant l'ouverture du tiroir distributeur (voir figure 6.35). Les systèmes modernes font cependant maintenant appel à des régulateurs électroniques de type proportionnel, intégral et dérivé (PID) qui permettent d'anticiper la manœuvre en tenant compte de l'évolution et de la rapidité de la variation de vitesse.

Un groupe hydroélectrique connecté à un réseau électrique stable (c'est-à-dire dont la puissance est beaucoup plus grande que celle de l'installation dont il est question) ne nécessite aucun contrôle de fréquence, celle-ci étant assignée par le réseau. Cependant, lorsque le générateur est brusquement déconnecté, par exemple en cas de coupure du réseau, la turbine accélère jusqu'à atteindre la vitesse d'emballement. Comme la turbine, le générateur et l'éventuel multiplicateur de vitesse doivent être conçus pour résister à cette vitesse suffisamment longtemps pour permettre la fermeture des organes de régulation de débit sans générer de coups de bélier inacceptables pour l'éventuelle conduite.

La régulation de vitesse demande en outre de pouvoir disposer d'une inertie suffisante des parties en rotation. L'inertie des petits groupes étant en général faible, il est parfois nécessaire de prévoir un volant d'inertie (disque métallique) fixé à l'arbre de la turbine ou de l'alternateur. L'inertie supplémentaire permet de limiter l'accélération en cas de coupure de réseau. L'équation de base régissant un tel système est la suivante:

$$J \cdot \frac{d\Omega}{dt} = T_t - T_L \quad [Nm] \qquad (6.32)$$

Où : J = moment d'inertie des masses tournantes [kg m²]

Ω = vitesse angulaire [rad/s]

T_t = couple dû à la turbine [Nm]

T_L = couple dû à la charge [Nm]

Lorsque T_t est égal à T_L, $d\Omega/dt = 0$ et Ω = constante, le fonctionnement est par conséquent stable. Lorsque T_t est plus grand ou plus petit que T_L, Ω n'est pas constant et le régulateur doit intervenir, de sorte que la puissance délivrée par la turbine s'adapte à celle demandée par le réseau électrique.

On ne doit cependant pas oublier que la variation brusque du débit turbiné entraîne évidemment une variation du débit (donc de la vitesse d'écoulement) dans la conduite forcée. L'effet stabilisant du volant d'inertie est ainsi contrecarré par l'effet déstabilisant de la colonne d'eau. Le temps de démarrage du système tournant, c'est-à-dire le temps requis pour accélérer l'unité à partir d'une vitesse de rotation nulle à la vitesse nominale de fonctionnement est donné par :

$$t_m = J \cdot \frac{\Omega^2}{P} = \frac{\Omega \cdot R^2 \cdot n^2}{5086 \cdot P} \quad [s] \qquad (6.33)$$

où l'inertie de l'unité est donnée par le poids de toutes les parties en rotation multipliées par le carré du rayon de giration : ΩR^2. P est la puissance nominale en kW et n la vitesse de turbine (t/min).

Le temps nécessaire pour accélérer la colonne d'eau depuis une vitesse nulle jusqu'à une vitesse quelconque V, avec une énergie hydraulique massique constante gH, est donnée par :

$$t_v = \frac{\sum L \cdot V}{gH} \quad [s] \qquad (6.34)$$

où gH = énergie hydraulique massique de l'installation [J/kg]

L = longueur de la colonne d'eau [m]

V = vitesse de l'eau [m/s]

Pour obtenir une bonne régulation, il est nécessaire que le rapport t_m/t_v soit supérieur à 4. En règle générale, le temps de mise en vitesse ne devrait pas excéder 2.5 s. S'il est supérieur à cette limite, il faudra envisager soit une réduction de la vitesse de l'eau en choisissant une conduite de plus grand diamètre, soit une réduction de sa longueur en installant une cheminée d'équilibre: On peut également augmenter l'inertie des parties tournantes, ce qui aura également pour effet de diminuer l'amplitude des coups de bélier et réduire la vitesse d'emballement.

6.6 Protection et connexion au réseau

Dans de nombreux pays, les régulations en matière d'alimentation électrique sont accompagnées d'une obligation légale relative aux équipements nécessaires au maintien de la sécurité et de la qualité de l'alimentation dans le cadre de limites définies. Le producteur indépendant doit faire fonctionner sa centrale conformément à ces obligations et doit, par conséquent, installer, dans sa centrale, divers dispositifs permettant d'y répondre.

L'appareillage de connexion doit être installé pour contrôler le générateur et pour le connecter au réseau. Il doit également fournir une protection au générateur, au transformateur principal et au transformateur auxiliaire. Le disjoncteur du générateur, à air, magnétique ou sous vide, est utilisé pour le connecter ou le déconnecter au réseau électrique. Les transformateurs de mesure, étant à la fois des transformateurs de puissance (TP) et des transformateurs de courant (TC), sont utilisés pour abaisser les tensions et courants à un niveau compatible à la mesure. L'équipement de contrôle-commande du générateur est utilisé pour contrôler sa tension, son facteur de puissance et les disjoncteurs.

La protection du générateur asynchrone doit inclure, parmi d'autres dispositifs, un relais de déclenchement anti-retour de puissance, donnant une protection contre le fonctionnement en moteur, un relais de courant différentiel contre les défauts internes à l'enroulement du stator, un relais de défaut de mise à la terre, etc. La protection du transformateur de puissance inclut un relais de surcharge instantané et un relais de surcharge temporisé pour protéger le transformateur principal lorsqu'un défaut est détecté dans le système de barres de connexion ou en cas de défaut interne au transformateur de puissance.

Le producteur indépendant est responsable de la mise à la terre de son installation. Celle-ci doit être conçue en accord avec le distributeur local. Elle dépend des caractéristiques de l'aménagement et de la configuration du système propre à la centrale ainsi que du mode d'exploitation.

Un équipement de comptage doit être installé au point d'injection pour enregistrer la quantité d'énergie livrée au réseau.

6.7 Contrôle - commande

Les petites installations hydroélectriques sont habituellement sans surveillance et fonctionnent de manière automatique. Pour des raisons de coût et de facilité d'exploitation, le futur propriétaire aura tout intérêt à choisir un système simple et de qualité. Toutes les centrales n'étant pas identiques, il est pratiquement impossible de déterminer a priori le type d'automatisme à installer dans un aménagement donné. Il existe toutefois un certain nombre de règles générales dont la liste est donnée ci-après :

a) Le système doit inclure les alarmes et dispositifs nécessaires pour détecter un dysfonctionnement grave impliquant l'arrêt de l'unité ou de la centrale et sa mise en sécurité.

b) Des données fonctionnelles pertinentes sur la centrale doivent être rassemblées pour prendre les bonnes décisions relatives à l'exploitation et à la maintenance. Elles doivent être stockées dans une base de données de manière à pouvoir effectuer une évaluation ultérieure de la performance de la centrale et à pouvoir détecter d'éventuelles déviations au cours du temps.

c) Le système doit être conçu pour tenir compte du fonctionnement des centrales dans un environnement non surveillé. On pense au démarrage automatique après une perte de réseau.

d) Bien que cela ne soit pas indispensable, il est recommandé de prévoir un système de transmission à distance des informations et alarmes. Des systèmes plus élaborés permettent également de donner des commandes à distance.

e) Dans le cas d'exploitation de plusieurs centrales en cascade, le système doit être capable de communiquer avec des unités similaires, en amont et en aval, dans le but d'optimiser les procédures de fonctionnement.

f) Des dispositifs d'aide à la maintenance préventive peuvent être fortement utiles pour anticiper les incidents et effectuer les travaux de prévention nécessaires. On pense par exemple à des systèmes de contrôle des vibrations.

Il est conseillé de concevoir le système selon les modules suivants :

- Un module de conversion analogique - numérique pour transformer les signaux de mesure du niveau d'eau, de la position de l'organe de réglage de débit, de la puissance instantanée, des températures de paliers, etc.

- Un module de conversion numérique - analogique pour commander les vannes, les enregistreurs, etc.

- Un module de comptage des kWh produits

- Un module de télémétrie fournissant une interface pour le contrôle –commande à distance via une ligne téléphonique, des liaisons hertziennes ou d'autres technologies de communication.

Cette approche par système modulaire est particulièrement appropriée pour répondre aux besoins de sites dont les exigences sont très variables. Elle permet de standardiser autant que possible le hardware et le software, permettant ainsi de réduire les coûts et de faciliter la maintenance.

L'automatisation des centrales permet de réduire de manière significative les coûts de production en limitant les interventions humaines, en augmentant la fiabilité et en optimisant la production par une gestion appropriée des ressources et équipements.

Le développement de l'informatique grand public a permis l'utilisation de systèmes de gestion et d'acquisition de données standardisés. La baisse des coûts et l'augmentation des performances dans ce domaine permettent une large intégration de l'électronique dans les systèmes de contrôle-commande des petites centrales. Les techniques de programmation graphique participent par ailleurs au développement de logiciels faciles à utiliser par le biais d'interfaces utilisateur graphiques.

6.8 Equipements électriques auxiliaires

6.8.1 Transformateur de service

La consommation électrique incluant l'éclairage et les auxiliaires peut consommer de 1 à 3 % de la production de la centrale. Un pourcentage supérieur peut s'appliquer à des installations hydroélectriques de moins de 500 kW. Le transformateur de service doit être conçu pour prendre en considération ces charges intermittentes. Si possible, on garantira l'alimentation de service par deux alimentations utilisées à tour de rôle. La permutation entre les deux sources sera automatique dans les centrales sans surveillance.

6.8.2 Alimentation en courant continu

Les systèmes de contrôle-commande fonctionnent en général en 24 V ou 48 V CC. Outre le système d'alimentation habituel, il est nécessaire de prévoir une alimentation de secours sur batterie permettant d'assurer les fonctions vitales de mise en sécurité de l'installation en cas de défaut d'alimentation ou de déclenchement du réseau. La capacité de charge en ampère-heure doit permettre d'assurer le contrôle-commande aussi longtemps que nécessaire pour engager une action corrective.

6.8.3 Mesures de niveau d'eau

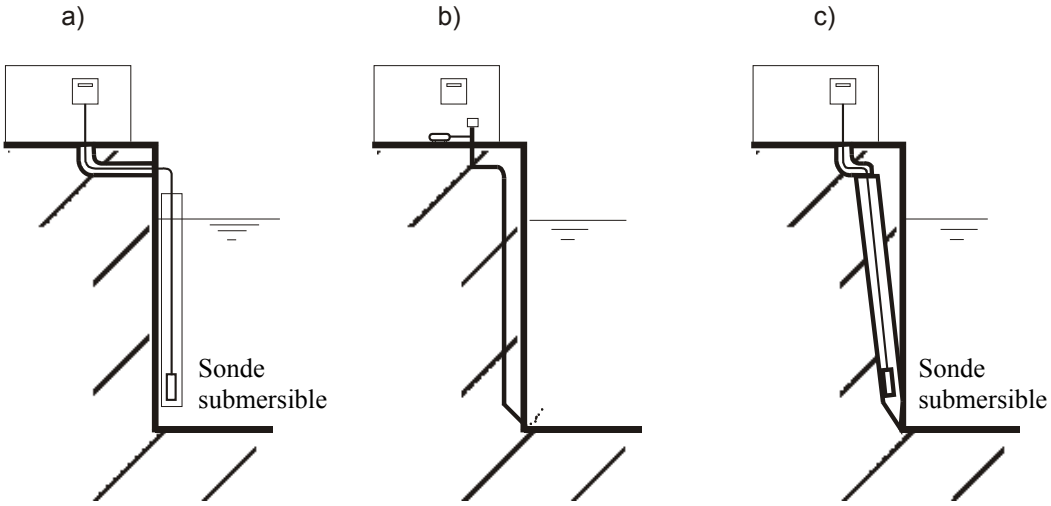
La plupart des petites centrales fonctionnant avec un asservissement au niveau d'eau amont, la connaissance de cette valeur est très importante. C'est elle qui va déterminer l'ouverture du distributeur ou des injecteurs. On fixe en effet un niveau de consigne à respecter. Si le débit prélevé est trop important par rapport au débit disponible, le niveau baisse et le capteur de niveau va envoyer un signal déclenchant une fermeture des organes de contrôle de débit. Dans le cas contraire, une commande d'ouverture sera donnée. Cette mesure s'effectue en continu par le biais d'une capteur de niveau relié au système de contrôle – commande de la centrale.

La sonde de niveau amont est située à la prise d'eau. Dans le cas d'aménagements basse chute, il est également possible de contrôler le niveau aval, celui-ci ayant une influence directe sur la dénivellation exploitable. La connaissance de ces deux mesures en pareil cas permet par exemple de donner un ordre d'arrêt lorsque la dénivellation devient trop faible pour permettre une utilisation des turbines.

Il existe une grande variété de détecteurs utilisant des techniques de mesure différentes. Le point de mesure doit être sélectionné soigneusement dans le but de représenter toute la chambre de mise en charge. Si l'on utilise un système de capteur de pression, on fera très attention à ne pas avoir une vitesse d'écoulement trop élevée. En effet, selon le principe de Bernoulli, un changement de vitesse d'écoulement entraîne un changement de pression dynamique, et, par conséquent, de niveau d'eau apparent tel que mesuré par le capteur de pression. Le résultat sera donc erroné si les vitesses deviennent trop élevées. Il existe des systèmes de mesure hydrostatique (figure 6.36 a) ou pneumatique (bulle) (figure 6.36 b). Dans le premier cas, on prendra garde de dimensionner et disposer les tuyaux de mesure de manière à ce qu'ils ne puissent ni s'obstruer, ni permettre à l'air de s'accumuler à l'intérieur. Dans le second, l'orifice du capteur est situé en dessous du niveau correspondant au niveau minimal de manière à ce que l'eau ne puisse pas pénétrer et s'accumuler dans les tubes de mesure. Dans la solution représentée sur la figure 6.36 a), du matériel flottant peut endommager le dispositif. La meilleure solution est d'encastrer tout le dispositif à l'intérieur la paroi, comme représenté sur les figures 6.36 b) et c).

Des techniques à ultrason travaillant sur le principe de la réflexion d'un signal sur la surface de l'eau existent également. Comme pour les autres systèmes, il convient d'avoir un niveau d'eau aussi stable que possible pour que la mesure soit correcte.

Figure 6.118 : Mesure de niveau



6.8.4 Sous-station

Les petites centrales clés en main comprennent habituellement la sous-station. Un disjoncteur de ligne doit séparer l'installation, comportant le transformateur élévateur de tension, du réseau en cas d'incident dans la centrale. Les transformateurs de puissance et de courant, pour le comptage de l'énergie (kWh) et de la puissance (kW), sont habituellement inclus dans la sous-station, au niveau de la connexion entre la centrale et le point d'injection sur le réseau. Dans les zones de grande sensibilité écologique, la sous-station peut se trouver à l'intérieur de la centrale, et les câbles de transmission peuvent être enterrés, par exemple le long de la conduite forcée. Des protections contre les surtensions ou les coupures dans le réseau de proximité sont habituellement incluses dans la sous-station.

6.9 Exemples

L'exemple suivant aide à comprendre les concepts exposés dans ce chapitre, particulièrement l'utilisation de la vitesse spécifique.

Considérons un aménagement situé à une altitude de 1 000 m au-dessus du niveau de la mer, dont la chute nette est de 200 m pour un débit nominal 1,5 m^3/s. Quelle turbine sélectionner, sachant que l'on désire un accouplement direct et quelles sont ses dimensions principales ?

Selon le tableau 6.3 ou la figure 6.26, la chute et le débit correspondent aux enveloppes d'une turbine Francis et Pelton. La vitesse de rotation de la turbine est donnée en fonction de n_{QE} par l'équation 6.5 :

$$n = \frac{n_{QE} \cdot E^{3/4}}{\sqrt{Q}} = \frac{n_{QE} \cdot (9.81 \cdot 200)^{3/4}}{\sqrt{1.5}} = 240.7 \cdot n_{QE} \qquad [t/s]$$

Si nous sélectionnons une **Pelton à un injecteur**, la valeur maximum pour n_{QE}, selon le tableau 6.2, sera 0,025. La vitesse de rotation correspondante serait alors de 6 t/s = 360 t/min.

Puisque nous souhaitons utiliser un accouplement direct, la vitesse de rotation doit être synchrone, selon le tableau 6.5. Dans ce cas, nous serions obligé de choisir une vitesse de rotation de 333 t/min (5,55 t/s = 34,87 rad/s).

Selon l'équation 6.5, la valeur de n_{QE} correspondante serait :

$$n_{QE} = \frac{n \cdot \sqrt{Q}}{E^{3/4}} = \frac{5.55 \cdot \sqrt{1.5}}{(9.81 \cdot 200)^{3/4}} = 0.023 \qquad [-]$$

Les dimensions principales de la Pelton, selon 6.16, 6.17 et 6.18, seraient :

$$D_1 = 0.68 \cdot \frac{\sqrt{H}}{n} = 0.68 \cdot \frac{\sqrt{200}}{5.55} = 1.733 \qquad [m]$$

$$B_2 = 1.68 \cdot \sqrt{\frac{Q}{n_{jet}} \cdot \frac{1}{\sqrt{H}}} = 1.68 \cdot \sqrt{\frac{1.5}{1} \cdot \frac{1}{\sqrt{200}}} = 0.547 \qquad [m]$$

$$D_e = 1.178 \cdot \sqrt{\frac{Q}{n_{jet}} \cdot \frac{1}{\sqrt{gH}}} = 1.178 \cdot \sqrt{\frac{1.5}{1} \cdot \frac{1}{\sqrt{9.81 \cdot 200}}} = 0.217 \qquad [m]$$

Ces dimensions relativement importantes ne sont pas très réalistes d'un point de vue économique.

Si nous considérons maintenant une **Pelton à 4 injecteurs**, la vitesse spécifique maximum (selon le tableau 6.2) serait

$$n_{QE} \le 0.025 \cdot n^{0.5} = 0.025 \cdot 4^{0.5} = 0.050$$

En utilisant le même calcul que pour l'option à un injecteur, la vitesse de rotation serait 600 t/min et la valeur de n_{QE} correspondante serait 0,042.

Les dimensions principales de la Pelton seraient alors D_1 = 0,962 m, B_2 = 0,274 m et D_e = 0,108 m, lesquelles sont raisonnables.

Si nous sélectionnons une **turbine Francis**, la valeur maximum de n_{QE} serait 0,33 (tableau 6.2). En utilisant l'équation 6.5, la vitesse correspondante serait n = 76,43 t/s ou 4 765,8 t/min, qui est loin d'une vitesse de rotation synchrone réaliste. Pour cette raison, nous choisissons la valeur habituelle maximale, qui est 1'500 t/min.

Selon 6.5, la valeur correspondante de n_{QE} serait :

$$n_{QE} = \frac{n \cdot \sqrt{Q}}{E^{3/4}} = \frac{25 \cdot \sqrt{1.5}}{(9.81 \cdot 200)^{3/4}} = 0.104 \qquad [-]$$

Les dimensions principales de la roue, selon 6.20, 6.21 et 6.22, seraient :

$$D_3 = 84.5 \cdot (0.31 + 2.488 \cdot n_{QE}) \cdot \frac{\sqrt{H}}{60 \cdot n} = 84.5 \cdot (0.31 + 2.488 \cdot 0.104) \cdot \frac{\sqrt{200}}{60 \cdot 25} = 0.453 \qquad [m]$$

$$D_1 = (0.4 + \frac{0.0950}{n_{QE}}) \cdot D_3 = (0.4 + \frac{0.0950}{0.104}) \cdot 0.453 = 0.595 \quad [m]$$

Comme nQE < 0,164, nous pouvons considérer que $D_2 = D_1 = 0{,}595$ m.

Selon l'équation 6.28, le coefficient de cavitation serait :

$$\sigma = 1.2715 \cdot n_{QE}^{1.41} + \frac{V^2}{2 \cdot g \cdot H} = 1.2715 \cdot 0.104^{1.41} + \frac{2^2}{2 \cdot 9.81 \cdot 200} = 0.0533 \qquad [-]$$

Selon l'équation 6.27, la hauteur d'aspiration serait :

$$H_S = \frac{P_{atm} - P_v}{\rho \cdot g} + \frac{V^2}{2 \cdot g} - \sigma \cdot H = \frac{90'250 - 880}{1'000 \cdot 9.81} + \frac{2^2}{2 \cdot 9.81} - 0.0533 \cdot 200 = -1.35 \qquad [m]$$

Une hauteur d'aspiration demandant une excavation importante.

Si nous sélectionnons une Francis tournant à 1'000 t/min, nous aurions :

n_{QE} = 0,069, D_3 = 0,576 m, D_1 = 1,02 m, σ = 0,0305 et H_s = 3,21 m qui ne nécessite pas d'excavation.

Le choix final sera économique. Si l'écoulement varie de manière importante, une Pelton à 4 injecteurs pourrait être un bon choix. Si ce n'est pas le cas, une Francis à 1'000 t/min ne nécessitant pas d'excavation pourrait être la meilleure variante.

---

[1] Par Vincent Denis (MHyLab), Jean-pierre Corbet (SCPTH), Jochen Bard (ISET), Jacques Fonkenell (SCPTH) et Celso Penche (ESHA)

[2] L.Vivier, « Turbines hydrauliques et leur régulation », Albin Michel, Paris, 1996

[3] J. Raabe, Hydro Power, The design, use and function of hydromechanical, hydraulic and electrical equipment, VDI Verlag, 1985, ISBN 3-18-400616-6

[4] T. Jacob, "Machines hydrauliques et équipements électro-mécaniques », EPFL 2002

[5] V. Denis, « Petites centrales hydroélectriques », EPFL 2002

[6] Office Fédéral des questions conjoncturelles, « Turbines hydrauliques », Berne, 1995, ISBN 3-905232-54-5

[7] Office Fédéral des questions conjoncturelles, « Générateurs et installations électriques », Berne, 1995, ISBN 3-905232-55-3

[8] Office Fédéral des questions conjoncturelles, « Régulation et sécurité d'exploitation », Berne, 1995, ISBN 3-905232-56-1

[9] A. Harvey, "Micro Hydro design manual, A guide to small scale water power schemes, Intermediate technology Publications, London, 1993, ISBN 1-85339-103-4

[10] Société hydrotechnique de France, "Design, construction, commissioning and operation guide", Mai 1985

[11] F. de Siervo & A. Lugaresi, « Modern trends in selecting and designing Pelton turbines", Water Power & Dam Construction, Décembre 1978

[12] F. de Siervo & F. de Leva, « Modern trends in selecting and designing Francis turbines", Water Power & Dam Construction, Août 1976

[13] F. de Siervo & F. de Leva, « Modern trends in selecting and designing Kaplan turbines", Water Power & Dam Construction, Décembre 1977, Janvier 1978

[14] A. Lugaresi & A. Massa, « Designing Francis turbines : trends in the last decade », Water Power & Dam Construction, Novembre 1987

[15] A. Lugaresi & A. Massa, « Kaplan turbines : design trends in the last decade », Water Power & Dam Construction, Mai 1988

[16] L. Austerre & J. de Verdehan, "Evolution du poids et du prix des turbines en fonction des progrès techniques », Compte rendu des cinquièmes journées de l'hydraulique, 1958, La Houille Blanche

[17] H. Giraud & M. Beslin, « Optimisation d'avant-projet d'une usine de basse chute », Symposium AIRH, 1968, Lausanne

[18] T. Belhaj, « Optimisation d'avant-projet d'une centrale hydroélectrique au fil de l'eau », Symposium Maroc/CEE Marrakech 1989

[19] J.L. Gordon « A new approach to turbine speed », Water power & Dam Construction, Août 1990

[20] J.L. Gordon "Powerhouse concrete quantity estimates", Canadian Journal Of Civil Engineering, Juin 1983

[21] F. Schweiger & J. Gregori, "Developments in the design of Kaplan turbines", Water Power & Dam Construction, Novembre 1987

[22] F. Schweiger & J. Gregory, "Developments in the design of water turbines", Water Power & Dam Construction, May 1989

[23] J. Fonkenell, "How to select your low head turbine", Hidroenergia 1991.

7 IMPACTS ENVIRONNEMENTAUX ET MESURES DE REDUCTION[1]

7.1 Introduction

La Troisième Conférence des Parties à la Convention-cadre des Nations Unies sur le Changement Climatique[1] s'est tenue à Kyoto en décembre 1997. Elle a fait suite à la fameuse Conférence de Rio sur l'Environnement et le Développement de juin 1992. Bien avant, l'Union Européenne avait déjà reconnu l'urgence de la question sur les changements climatiques. Le Livre Blanc pour une stratégie de l'Union Européenne et le Plan d'action qui en résulte[2], intitulé « Energies du futur : des sources renouvelables pour l'énergie[3]» ont été élaborés et constituent une avancée significative dans le domaine de l'énergie.

La Directive européenne 77/EC du 27 septembre 2001 [4] a pour but de promouvoir l'électricité de source renouvelable sur le marché électrique, et fixe des objectifs communautaires clairs, comme l'objectif à l'horizon 2010 d'une part de consommation domestique d'énergie brute provenant de sources renouvelables s'élevant au minimum à 12 %. Pour atteindre ce but ambitieux, il a été demandé à chaque pays membre d'établir des objectifs indicatifs nationaux pour la consommation d'électricité produite à partir de sources d'énergies renouvelables (EnR).

Une étude stratégique pour le développement de petites centrales hydroélectriques dans l'Union Européenne appelée *Blue Age for a Green Europe*, a été réalisée en 2002 et donne une évaluation intéressante du potentiel de Petites Centrales Hydroélectriques (PCH) à travers différentes approches. Les pays de l'UE estiment qu'il est possible, en tenant compte des contraintes environnementales et économiques, d'augmenter la puissance installée de 1 111 MW en menant des actions de rénovation, réhabilitation et/ou augmentation de puissance des sites existants, soit une production annuelle supplémentaire de 4 518 GWh. De même, un potentiel inexploité évalué à 4 828 MW en faveur de nouvelles unités est estimé, permettant une production supplémentaire de 19 645 GWh. L'estimation de l'augmentation de puissance installée sans tenir compte des contraintes économiques et environnementales, est, selon cette étude, le double des valeurs indiquées ci-dessus, soit 2 080 MW (ou 8'100 GWh/an) par le biais de la rénovation des centrales existantes et 9 615 MW (soit 38'058 GWh/an) grâce à la réalisation de nouvelles unités.

L'obtention de l'objectif théorique (46 158 GWh/an) conduit à une réduction annuelle de 20 millions de tonnes d'émissions de CO_2 [5]

Malheureusement, la situation actuelle et la tendance en cours montrent que les objectifs énumérés ci-dessus ne seront pas atteints, et ce principalement parce que les procédures d'autorisation administrative pour l'exploitation des ressources hydrauliques ne seront pas accélérées. Un grand nombre de dossiers de demandes d'autorisation pour l'exploitation de sites hydroélectriques sont actuellement en cours d'instruction. Les conflits au sujet de l'environnement sont principalement à l'origine de ces délais. Les autorités impliquées dans l'instruction des dossiers semblent justifier ces délais par le fait que la plupart de ces dossiers concernent des aménagements de petite taille. Cependant, on semble oublier que par définition, les énergies renouvelables sont décentralisées et que les petites centrales et les éoliennes peuvent contribuer de manière significative à la production

[1] "Third Conference of the Parties to the United Nations Framework on Climate Change"
[2] "White Paper for a Community Strategy and Action Plan"
[3] "Energy for the future : renewable sources of energy"
[4] "Directive/77/EC of the European Parliament and of the council of 27 September 2001 on the promotion of electricity produced from renewable sources in the internal electricity market"
[5] Calcul basé sur l'hypothèse d'une émission moyenne de 0,43 kg_{co2}/kWh (équivalent à l'émission de gaz à effet de serre d'une centrale au gaz naturel)

d'énergie renouvelable. En raison de leur emplacement dans des zones locales sensibles, les impacts environnementaux doivent être soigneusement pris en compte (actions compensatrices), mais le fait que la production d'énergie par les PCH n'entraînent pas d'émission de dioxyde de carbone ni de polluants liquides devrait tout autant être pris en compte. Il est, en terme environnemental, aberrant de constater que les centrales thermiques de forte puissance en raison de leur taille et de leur poids économique voient leurs dossiers instruits en hauts lieux, et que par dans certains cas, leur impact environnemental (au combien plus important qu'une PCH) ne peut être réduit. Au contraire, un aménagement hydroélectrique de petite puissance (par exemple soumis à autorisation, comme tous les aménagement de puissance inférieure à 4 500 kW en France), dont l'impact environnemental, aussi bien en terme visuel ou sonore qu'en terme de réduction des émission de gaz à effet de serre (GES) est bien moins important qu'une centrale thermique, est instruit à des niveaux administratifs locaux, sur lesquels l'influence de groupes de pression, des associations de pêche, des écologistes, etc., est plus grande.

Il n'est pas difficile d'identifier les impacts, mais il n'est pas évident de faire les bons choix concernant les mesures compensatoires à mettre en œuvre, car elles sont habituellement dictées par des arguments subjectifs. Il est par conséquent vivement recommandé d'établir un dialogue permanent avec les autorités compétentes à la toute première étape de conception d'un projet. Même si cette appréciation doit être considérée différemment d'un projet à l'autre, il est utile de disposer de cahiers des charges techniques qui aideraient le concepteur à proposer des mesures de réduction des impacts pouvant facilement être acceptées par les autorités compétentes.

La prise en compte de la Directive Cadre Eau adoptée par l'Union Européenne va introduire des contraintes supplémentaires en terme écologique. Or ces contraintes, telles que la construction de passes à poissons ou l'augmentation du débit réservé entraîneront nécessairement des investissements supplémentaires et réduiront l'intérêt financier des projets de PCH. Tout ceci pour souligner le fait que la prise en compte de nouveaux objectifs environnementaux n'est pas freinée par la résistance idéologique des développeurs de projets, qui bien souvent sont sensibles à ces aspects, mais plutôt par les réalités d'ordre économique. En réalité, le « problème environnemental » se traduit par des facteurs économiques limitants…

7.2 Identification des charges financières et des impacts

Les impacts des aménagements hydroélectriques sont limités à la zone du site et à la technologie utilisée. Un ouvrage de haute chute détournant un cours d'eau en montagne sur une longueur importante (conduites forcées) et situé dans une zone fragile est plus à même de générer un impact néfaste sur l'environnement qu'un ouvrage de basse chute parfaitement intégré au site. L'amélioration des aménagements hydroélectriques existants, à laquelle la priorité va être donnée en Europe, génère des impacts relativement différents d'un aménagement neuf. Par exemple, dans des projets de haute chute, l'eau peut être détournée du cours d'eau sur une grande longueur et dans ce cas, de longs tronçons de la rivière peuvent être privés d'une partie de leur débit naturel lorsque la centrale est en fonctionnement.

Dans les tableaux 7.1 et 7.2 ci-dessous, une description exhaustive des impacts possibles est donnée, basée sur des études européennes [2] réalisées par des groupes d'experts qui réalisent des études d'impact environnemental. Toutefois, l'ensemble de ces contraintes n'est pas applicable à l'ensemble des sites de façon systématique.

Tableau 7.22 : Impacts durant la construction

Évènements durant la construction	**Entités affectées**	**Impact**	**Priorité**
Etudes géologiques	Vie sauvage	Bruit	Basse
Coupe de végétation existante	Forêts	Altération de l'habitat	Moyenne
Agrandissement de routes existantes	Public	Altération de l'habitat	Moyenne
Déplacement de matériaux	Géologie du site	Stabilité des pentes	Basse
Excavation de tunnels	Hydrogéologie	Altération de la circulation d'eau souterraine	Basse
Matériaux de garnissage des rives	Géologie de site	Stabilité de pente	Basse
Réalisation d'enrochements	Vie aquatique, Hydromorphologie	Altération de l'hydraulicité de la rivière	Moyenne
Création d'accumulations de matériaux temporaires	Géologie du site	Stabilité de la pente	Basse
Déplacement temporaire de personnes, aménagement de routes, de lignes électriques	Public		Négligeable
Réalisation de routes et bâtiments	Vie sauvage, public	Intégration visuelle, gêne pour la vie sauvage	Basse
Dragage de cours d'eau	Écosystème aquatique	Altération de l'habitat	Moyenne
Dérivation temporaire d'eau	Écosystème aquatique	Altération de l'habitat	Haute
Utilisation d'engins d'excavateurs, de chariots, d'hélicoptères, de voitures pour le personnel, de câbles	Vie sauvage, public	Bruit	Haute
Présence humaine sur site durant les travaux	Vie sauvage, public	Bruit	Basse

Tableau 7.23 : Impacts durant le fonctionnement

Évènements durant la production	Entités affectées	Impact	Priorité
Production d'énergie renouvelable	Public	Réduction des polluants	Haute
Retenue de cours d'eau	Écosystème aquatique	Modification de l'habitat	Haute
Travaux permanents dans les lits de rivière	Écosystème aquatique	Modification de l'habitat	Haute
Dérivation de cours d'eau	Écosystème aquatique	Modification de l'habitat	Haute
Conduites forcées	Vie sauvage	Impact visuel	Moyenne
Nouvelles lignes électriques	Public, vie sauvage	Impact visuel	Basse
Enrochements	Écosystème aquatique, public en général	Modification de l'habitat, impact visuel	Basse
Modification du débit	Poissons	Modification de l'habitat	Haute
	Plantes	Modification de l'habitat	Moyenne
	Public	Modification des activités de loisir	
Bruit provenant de l'équipement électromécanique	Public	Altération de la qualité de vie	Basse
Suppression de matériaux à partir du lit de cours d'eau	Vie aquatique, public	Amélioration de la qualité de l'eau	Haute

7.3 Impacts pendant la phase de construction

Des ouvrages, selon leur configuration (sur une dérivation ou sur un réseau d'irrigation ou d'eau potable, etc.) ont des impacts très différents pendant la phase travaux, aussi bien qualitativement que quantitativement. Un aménagement bénéficiant d'un barrage existant aura un impact très limité puisque l'ouvrage de retenue a déjà été construit, les mesures compensatoires nécessaires ayant déjà été intégrées.

L'intégration de turbines en aval d'un canal d'amenée existant ou de conduites forcées existantes ne va pas introduire de nouveaux impacts en référence à ceux engendrés par l'existence de ces structures. Au contraire, des aménagements nécessitant la réalisation d'un détournement du cours d'eau considéré nécessite une analyse particulière.

7.3.1 Réservoirs

Les impacts générés par la construction d'un barrage et la construction d'un réservoir associé incluent, outre les excavations du terrain, la construction et l'ouverture de routes pour les opérations de construction, de plateformes de travail, éventuellement des travaux à l'explosif, et même, selon la taille du barrage, des unités de fabrication de béton. D'autres impacts non négligeables sont l'effet de barrière et l'altération de l'écoulement résultant d'une dérivation provisoire du cours d'eau. Il est précisé qu'en général, les PCH ne sont pas concernées par ce type de travaux, plutôt réservés aux grands aménagements

Toutefois, les impacts générés par la construction d'un barrage ne diffèrent pas de ceux induits par une quelconque infrastructure de grande échelle, dont les effets et les mesures de réduction sont bien connues.

7.3.2 Canaux d'entrée d'eau, canaux ouverts, conduites forcées, canaux de fuite

Les impacts générés par la construction de ces structures sont décrits dans le Tableau 7.22, comme par exemple, le bruit affectant la faune, le danger de l'érosion des terrains en raison de la perte de végétation due aux excavations, la turbidité de l'eau et le dépôt de sédiments en aval, etc. Pour réduire de tels impacts, il est fortement conseillé que le travail d'excavation soit réalisé à la saison des basses eaux et que le terrain soit restauré aussi vite que possible. Dans n'importe quel cas, ces impacts sont toujours transitoires et ne constituent pas un sérieux obstacle à la bonne conduite de la procédure administrative d'autorisation.

Pour favoriser son rôle de protection contre l'érosion fluviale, il est recommandé de restaurer et de renforcer la végétation du lit de rivière qui peut avoir été endommagé durant la construction des ouvrages hydrauliques. On doit noter que le terrain doit être repeuplé avec des espèces indigènes, adaptées aux conditions locales.

Les études d'impact environnemental doivent prendre en compte les effets de dispersion des matériaux excavés dans le courant d'eau et l'impact de la présence humaine sur le chantier, notamment si la zone concernée n'est habituellement pas habitée. Cet impact, qui peut être négatif si l'aménagement est situé dans un parc naturel, peut dans certains cas avoir un effet bénéfique en augmentant l'activité économique locale.
Les émissions de gaz d'échappement des véhicules et engins de chantiers, la poussière émanant des excavations, le niveau élevé de bruit et autres impacts majeurs contribuent à développer de nuisances importantes lorsque l'aménagement est situé dans des zones sensibles. Pour réduire ces impacts, le trafic des véhicules doit être planifié avec soin afin de limiter les déplacements au minimum requis.
L'augmentation du niveau d'activité économique dans la zone considérée dans une zone, en utilisant la main-d'œuvre et les sous-traitants locaux durant la phase de construction, a un impact très positif sur l'économie locale.

7.4 Impacts générés par le fonctionnement de l'unité hydroélectrique

7.4.1 Impacts sonores

Le niveau sonore toléré dépend de l'existence d'une population proche ou de maisons isolées proches de la centrale. Le bruit provient principalement des équipements électromécaniques (multiplicateur, génératrice, pompes dans le cas d'une configuration en siphon) et parfois des turbines notamment en cas de cavitation. Actuellement, le bruit à l'intérieur de la centrale peut être réduit à des niveaux de l'ordre de 70 dBA, c'est-à-dire presque imperceptible à l'extérieur du bâtiment de la centrale.

Concernant l'impact sonore, la centrale Fiskeby[3] située à Norrköping en Suède peut être considérée comme un exemple. Le propriétaire de l'aménagement souhaitait un niveau sonore maximum de 80 dBA à l'intérieur de la centrale à pleine puissance. Le niveau sonore externe maximum autorisé, pendant la nuit, était établi à 40 dBA pour quelques maisons situées à une distance de 100 m environ.

Pour atteindre ces niveaux sonores, il a été décidé que tous les composants (turbines, multiplicateurs et générateurs asynchrones) proviennent d'un seul fournisseur. Le cahier des charges spécifiait le niveau de bruit devant être atteint en plein fonctionnement. Pour répondre à ces contraintes, le constructeur a adopté les mesures suivantes : de très petites tolérances dans la fabrication d'engrenages ; des dispositifs d'isolation acoustique sur le carter de turbine ; un refroidissement à eau plutôt qu'un refroidissement à air du générateur et une conception minutieuse des équipements

auxiliaires. Tout comme l'isolation thermique habituelle, le bâtiment a été muni d'une isolation acoustique soignée. Par conséquent, le niveau de bruit atteint varie entre 66 dBA et 74 dBA, quelques 20 dBA de moins que la moyenne des centrales classiques en Suède. Avec un seul fournisseur, la question de la responsabilité était résolue.

La réduction du niveau sonore externe a été obtenue en utilisant des dispositifs d'isolation antivibratoire des parois et du toit de la centrale. Le principe du système de réduction de vibration était de laisser les structures hydrauliques en béton et les piliers en béton sous l'influence de la vibration des turbines. Les autres parties du bâtiment, telles que les poutres de soutènement du toit en béton et les éléments en béton préfabriqués dans les parois sont supportées par des éléments en caoutchouc spécial donnant une réduction du bruit maximum. Pour les poutrelles de toit, des supports en caoutchouc à ressort composite spécial (Trelleborg Novimbra SA W300) ont été choisis. Finalement, l'émission sonore de la centrale n'est pas identifiable, à niveau des premières habitations les plus proches, par rapport au bruit émis par exemple par le trafic routier ou par l'écoulement de l'eau du cours d'eau.

La centrale souterraine de Cavaticcio[4], située à environ 200 m de la Piazza Maggiore, le cœur historique de Bologne, mérite également d'être mentionnée. Une étude d'impact acoustique réalisée sur des aménagements italiens a montré un niveau interne moyen de 85 dBA. Le niveau sonore près des maisons proches de la centrale citée était de 69 dBA le jour et 50 dBA la nuit. Les autorités ont exigé que ces valeurs n'augmentent pas de plus de 5 dBA pendant le jour et 3 dBA pendant la nuit. Les mesures établies pour remplir ces conditions étaient similaires à celles établies à Fiskeby :

- Isolation spéciale des murs du hall abritant les machines, la pièce la plus bruyante, des pièces adjacentes au moyen de parois doubles constituées de différents matériaux, et une couche de laine de verre interne.
- Portes insonorisées
- Chapes flottantes sur 15 mm de tapis en laine de verre
- Faux plafond insonorisé
- Portes lourdes au rez-de-chaussée, équipées de dispositifs insonorisés et des joints d'étanchéité en néoprène
- Joints d'amortissement des vibrations entre les ventilateurs et les conduites de ventilation
- Conduite d'amenée d'air à basse vitesse (4 m/s)
- Deux amortisseurs de bruit au sommet et à l'arrière de l'installation de ventilation
- Piles d'entrée et de sortie équipées de pièges antibruit
- Conduites d'amenée d'air construites avec un matériau sandwich (béton, laine de verre, briques et enduit perforés)
- Composants mobiles de turbine à équilibrage dynamique
- Générateur synchrone sans balai refroidi à l'eau
- Engrenages de précision du multiplicateur
- Carters de turbine et carter de multiplicateur de vitesse fortement renforcés pour éviter des phénomènes de résonance et des vibrations
- Ancrage de la turbine par l'intermédiaire de béton spécial anti-rétrécissement pour garantir la condition monolithique entre l'ensemble hydraulique et le bloc de fondation
- Ballastage de la turbine par l'intermédiaire de masses importantes de béton pour réduire au minimum l'amplitude de vibration

La ventilation souterraine a trois objectifs essentiels : déshumidification des pièces pour assurer un fonctionnement et une maintenance corrects des équipements, alimentation en air frais pour les ouvriers et suppression de la chaleur générée par les différents composants de la centrale. Avec un

volume maximum de circulation d'air évalué à 7 000 m^3/heure, la vitesse de l'air à l'intérieur des canalisations d'air n'excède jamais 4 m/s.

Si les deux exemples ci-dessus sont très particuliers, il est intéressant de les prendre en considération car ils montrent que de nombreuses innovations technologiques permettent de répondre aux contraintes environnementales même si leur coût est parfois conséquent. Ces deux exemples concernent des aménagements de basse chute impliquant l'utilisation de multiplicateurs : un ouvrage de détournement en haute montagne permettrait le couplage direct de la turbine et de la génératrice, éliminant ainsi l'équipement responsable de la plupart des vibrations et du bruit.

7.4.2 Impact sur le paysage

L'intégration visuelle est une donnée importante pour le public, qui accepte de moins en moins les changements imposés à son environnement visuel. Le problème est particulièrement compliqué dans des aménagements hydroélectriques de haute montagne ou dans des aménagements situés en zone urbaine. Ceci se manifeste fréquemment sous la forme de débats publics animés et constitue un défit pour les promoteurs qui modifient le paysage des riverains.

Chacun des équipements qui composent un aménagement hydraulique (centrale, déversoir, évacuateur, conduite forcée, prise d'eau, canal de fuite, sous-station et lignes de transport électrique), peut entraîner un changement de l'impact visuel du site en introduisant des formes, des lignes, des couleurs ou des aspects de construction contrastés. La conception, l'emplacement des différents éléments de la centrale peut avoir un impact direct sur le niveau d'acceptation du public de l'aménagement hydroélectrique dans son ensemble.

La plupart de ces équipements, même le plus grand, peuvent être cachés en utilisant un aménagement paysager et utilisant des éléments de végétation. Un équipement peint avec des couleurs et des aspects non contrastés pour obtenir des surfaces non reflétées pourra s'intégrer ou compléter les caractéristiques propres du paysage. Un effort créatif, ayant habituellement peu de conséquences sur le budget, peut entraîner un résultat positif dans l'acceptation du projet par toutes les parties concernées : populations locales, nationales et agences nationales, écologistes, etc.

La conduite forcée est habituellement la cause principale des nuisances. Son agencement doit être soigneusement étudié en utilisant les caractéristiques naturelles du site (rochers, sol, végétation) pour l'enterrer, et s'il n'y a pas d'autre solution, la peindre pour minimiser le contraste avec l'arrière-plan. Une conduite forcée enterrée représente habituellement la meilleure solution, bien que cela entraîne quelques difficultés en terme de maintenance et de contrôle pour l'exploitant. Des joints de dilatation et des blocs d'ancrage en béton peuvent alors être réduits ou éliminés ; le sol retourne à son état d'origine et la conduite ne forme pas de barrière au passage d'animaux sauvages.

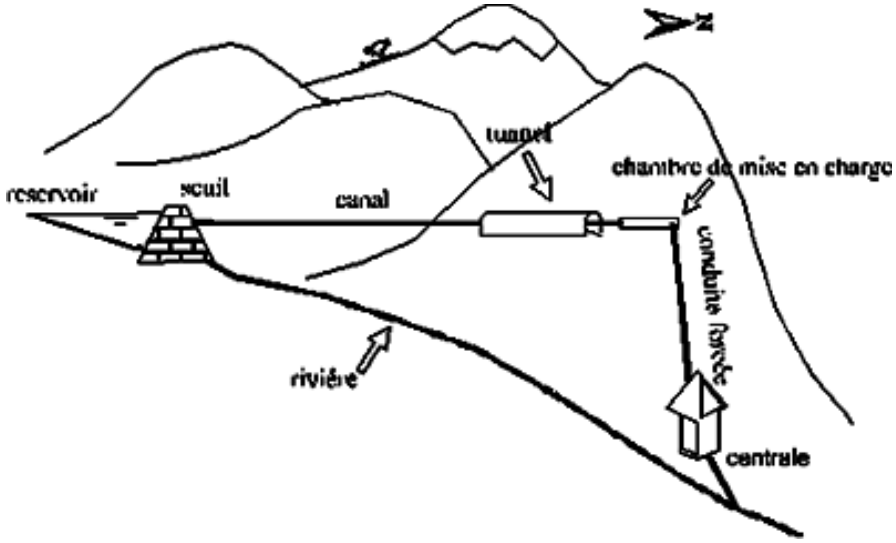
La centrale, avec la prise d'eau, la conduite forcée, le canal de fuite et les lignes de transmission, doit être insérée de manière intelligente dans le paysage. Des stratégies de réduction des impacts environnementaux doivent être intégrées dans le projet, lesquelles n'entraînent habituellement pas de dépenses trop importantes pour faciliter l'autorisation de permis.

L'analyse de deux aménagements hydroélectriques présentés ci-dessous et minutieusement conçus dans le but d'ensevelir leurs équipements principaux donnera quelques idées aux concepteurs potentiels ; ces exemples devraient aider à convaincre les autorités en charge de la politique environnementale qu'il n'y a pas lieu d'être réticent et de freiner un processus de production d'énergie sans danger et propre.

Exemple de l'aménagement de Cordiñanes à Picos de Europa (Espagne) :
Un petit réservoir comme celui existant à Cordiñanes comporte des aspects très positifs, et notamment l'existence d'un niveau d'eau presque stable, et les attractions touristiques (baignade, pêche, canoë, etc.) contrebalancent ses effets négatifs. La figure 7.1 montre un schéma de l'aménagement de Cordiñanes.

Photographie 7.40 : Cordiñanes

Figure 7.119 : Schéma de l'aménagement de Cordiñanes



Le seuil est une structure en béton relativement haute et visible, de 14 m de hauteur, et qui constitue la plus importante structure de l'aménagement (photographie 2). Cette hauteur est due au fait que l'eau doit atteindre le niveau d'un tunnel ancien, lequel, une fois reconstruit, constituera une partie du canal de dérivation. C'est la raison pour laquelle le niveau d'eau dans le réservoir ne peut pas varier de plus de deux mètres et confère au bassin le caractère d'un lac naturel.

Photographie 7.41 : Seuil de Cordiñanes

A propos de seuils, l'exemple de Vilhelmina en Suède, construit en terre avec un noyau imperméable, est intéressant. La surface de crête de l'ouvrage et la pente en aval sont protégées de l'érosion par des couches de grosses pierres et de blocs de rochers encastrés dans le béton armé jusqu'à la moitié de sa hauteur. La pente à l'aval présente une inclinaison normale de 1:3, à l'exception d'une section de 40 m de large et d'inclinaison 1:10. La conception permet à des poissons de passer par-dessus le barrage intermédiaire en amont**.** Ce barrage comporte un autre avantage environnemental puisque même avec un petit débit, il a l'apparence de rapides naturels.

Photographie 7.42 : Barrage de Vilhelmina en Suède

Un canal ouvert, construit en structure en béton armé, part de la prise d'eau avec une section de 2 x 2,5 m et une longueur de 1 335 m, entièrement enterré et recouvert d'une couche de terre et de végétation.

Photographie 7.43 : Prise d'eau

Les photographies suivantes 7.5, 7.6, 7.7 montrent un tronçon du canal lors de différentes phases de la construction: l'excavation de terre et le canal en béton renforcé d'une couche de terre en couverture. L'existence d'un pylône électrique et la ligne de transport entre les villages de Posada de Valdeon et Cordiñanes confirment qu'il s'agit du même site, puisque, car sinon, il serait impossible d'identifier le canal enterré.

Photographie 7.44 : Phase de construction - excavation

Photographie 7.45 : Phase de construction – canal en béton

Photographie 7.46 : Phase de construction – canal terminé

Les photographies suivantes 7.8 et 7.9 montrent la manière dont l'entrée du tunnel a été ensevelie. Sur la deuxième photographie (7.9), le canal reliant le tunnel a été couvert ainsi que le reste du canal incluant l'entrée du tunnel. Il est cependant possible d'entrer dans le tunnel par le canal d'amenée vidangé. Le tunnel existait déjà mais n'était pas terminé en raison du manque de moyens pour traverser le terrain. Il a été reconstruit aujourd'hui avec une section mouillée de 2 x 1,80 m et une pente de 1 :1 000, et conduit l'eau en direction de la chambre de mise en charge, laquelle est parfaitement en harmonie avec les rochers environnants et comporte un déversoir semi-circulaire. A partir de la chambre de mise en charge, une conduite forcée en acier, de 1,40 m de diamètre et 650 m de long, achemine l'eau vers les turbines. Dans les 110 premiers mètres, la conduite comporte une pente proche de 60°, dans une tranchée de 2,5 x 2 m excavée dans la roche. La tranchée a été remplie de béton coloré pour s'adapter aux rochers environnants. Une tranchée

supplémentaire a été excavée dans le sol et masque les 540 m restants, qui ont été couverts de végétation par la suite.

Photographie 7.47 : Entrée du tunnel durant la construction

Photographie 7.48 : Entrée du tunnel recouvert

Quelques mètres avant d'arriver à la centrale, la conduite bifurque à l'intérieur de conduites plus étroites qui alimentent deux turbines Francis de 5 000 kW chacune. La centrale (photographie 7.10) reprend les caractéristiques de l'habitat traditionnel local. Ses parois calcaires, ses tuiles anciennes et ses fenêtres en bois lourdes ne laissent rien transparaître de son rôle industriel. De plus, les deux tiers de sa masse se trouvent sous la cote du terrain naturel, améliorant ainsi son apparence. Une chute d'eau a été installée pour masquer l'ouvrage en pierres du canal de fuite.

Photographie 7.49 : Centrale

La sous-station est située à l'intérieur de la centrale (photographie 7.11), et les câbles quittent la centrale en longeant la conduite forcée, sous le tunnel au-dessus du canal ouvert. Près du village, où il existe plusieurs lignes de transmission, les câbles électriques remontent à la surface, pour être ensevelis à nouveau lorsque la ligne traverse la pente nord, où se trouve une espèce d'oiseau très rare, l'« Urogayo ».

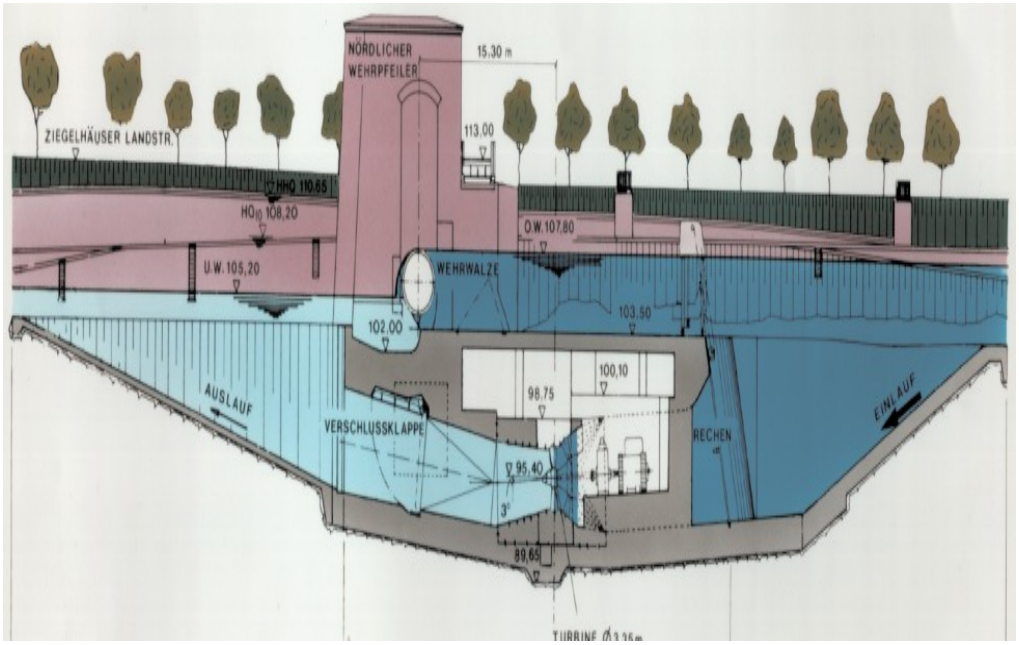
Photographie 7.50 : Sous-station située dans la centrale

Exemple de l'aménagement sur la rivière Neckar, situé dans le centre historique de Heidelberg (Allemagne) :

La centrale électrique de Neckar (photographie 7.12) située dans le centre historique de Heidelberg[5] a été autorisée à condition qu'elle n'interfère pas avec l'aspect de l'ancien barrage construit pour rendre le fleuve navigable. La centrale est entièrement ensevelie et ne peut pas être vue des berges du fleuve. La figure 7.2 montre la section transversale de cet aménagement constitué de deux turbines Kaplan en puits, chacune ayant une capacité de 1 535 kW. L'investissement financier a été très important, environ 3760 €/ kW installé.

Photographie 7.51 : Centrale de Neckar

Figure 7.120 : Section transversale de l'aménagement de Neckar



7.4.3 Impacts biologiques

7.4.3.1 Dans le réservoir

Les réservoirs sont inhabituels dans les petites centrales hydroélectriques, bien qu'il existe quelques aménagements qui stockent assez d'eau pour faire fonctionner la turbine uniquement durant les périodes de forte demande en électricité. Un tel fonctionnement est appelé « en heures de pointe ». Dans des aménagements de basse chute, un tel fonctionnement peut entraîner des conditions dommageables pour les poissons en aval parce que l'écoulement diminue lorsque la production électrique est réduite. Le faible écoulement peut entraîner un nouveau dépôt d'œufs de poisson dans

les zones de ponte. Ces œufs [6] peuvent apparemment survivre pendant les périodes de remplissage de la retenue, plus que pendant les périodes de fonctionnement en pointe, mais les petits poissons peuvent cependant s'échouer, particulièrement si la variation de niveau est rapide.

7.4.3.2 Dans le lit du cours d'eau

La majeure partie des PCH sont dites « au fil de l'eau », c'est-à-dire sans retenue. Un débit est dérivé d'un cours d'eau ou d'un lac, via un canal ou des conduites vers la centrale. La longueur de la dérivation peut atteindre plusieurs kilomètres, afin d'obtenir un gain de hauteur de chute. La réduction de l'écoulement dans le lit du cours d'eau entre le point de dérivation et le canal de fuite en aval de la centrale peut affecter la reproduction, l'incubation, la culture, le passage des poissons ainsi que l'espace de vie pour les poissons adultes.

Concernant le fonctionnement de pointe, des changements significatifs du débit peuvent gravement menacer la vie aquatique parce que certaines zones du lit de rivière sont alimentées puis asséchées périodiquement.

Il existe un conflit d'intérêt clair dans ce cas. Le promoteur maintiendra que la production d'électricité par l'intermédiaire de sources d'énergies renouvelables est une contribution aux actions en faveur du développement durable, en cherchant à se substituer à d'autres méthodes de production d'électricité d'origine fossile émettant des gaz à effet de serre. Les écologistes affirmeront, au contraire, que le détournement de l'eau dans un cours d'eau représente une violation du domaine public.

7.4.3.2.1 Débit réservé

Les formules pour le calcul de débit réservé sont nombreuses et leur nombre augmente chaque jour. Cela démontre qu'il n'existe pas de solution universelle pour l'établissement du débit réservé. Quelques-unes des formules classées suivant le principe de calcul retenu sont indiquées ci-dessous. Chaque formule ne peut fournir qu'une valeur devant être utilisée comme référence pour des objectifs de type réglementaire.

Une analyse plus complète des méthodes de calcul de débit réservé peut être trouvée dans le document préparé par ESHA dans le cadre du réseau thématique sur la petite hydroélectricité, disponible à l'adresse Internet : www.esha.be.

7.4.3.2.2 Méthodes basées sur des valeurs hydrologiques ou statistiques

Un groupe de méthodes se réfère à un taux de débit moyen (MQ) de la rivière au niveau d'une section transversale donnée. Le débit réservé obtenu varie de 2,5 % de MQ pour la méthode Cemagref appliquée en France, à 60 % pour la méthode Montana (USA) appliquée lorsque la pêche présente une grande importance économique. De manière typique, un chiffre de 10% du débit moyen est utilisé pour le débit réservé.

Un deuxième groupe de méthodes se réfère au débit moyen minimum (MNQ) de la rivière. Le débit réservé calculé suivant ces méthodes varient de 20 % (Rheinland-Pfalz, Hessen [D]) à 100 % (Steinbach [A]) de MNQ.

Un troisième groupe de méthodes se réfère aux valeurs fixées sur la courbe des débits classés. Dans ce cas, on choisit une grande variété de valeurs comme références :

- Q_{300} (Swiss Alarm limit value method ou Méthode Suisse de valeur limite, Matthey méthode linéaire),

- Q_{347} (Méthode allemande « Büttinger »),
- MNQ_7 (valeur moyenne minimum de débit durant les sept mois avec les débits naturels les plus élevés),
- MNQ_{Aug} (débit moyen minimum en août), $Q_{84\,\%}$, Q_{361}, Q_{355} etc.

7.4.3.2.3 Méthodes basées sur des principes « physiographiques »

Ces méthodes se réfèrent habituellement à un débit réservé spécifique constant (en l/s/km^2 du bassin hydrologique). De plus, dans ce cas, les valeurs du débit réservé suggérées sont fortement variables. Par exemple, la valeur de 9,1 l/s/km² est exigée aux USA, si les rivières ont une abondante ressource en poissons, jusqu'à 2 l/s/km² dans le cas de bassins cristallins dans les Alpes.

Avantages de ces méthodes

- Facilement applicables selon l'exactitude des données de base,
- Fluctuations naturelles pouvant éventuellement être prises en compte,
- Apport d'une évaluation approximative de la production d'énergie,
- Méthodes basées sur MNQ (débit moyen annuel) ou NNQ (débit annuel minimum) devraient être choisies de préférence,
- Pas d'antécédents écologiques connus.

Inconvénients

- Formules académiques fournissant des valeurs rigides,
- NNQ pouvant facilement être sous-estimé,
- paramètres hydrauliques de débit non considérés,
- Effet des affluents et des prélèvements dans la section de dérivation et la longueur de dérivation non pris en compte,
- Fonctionnement économique des petites centrales hydroélectriques pouvant être durement affecté,
- Méthodes non appropriées pour beaucoup de typologies de rivières et difficilement transférables d'une rivière à l'autre.

7.4.3.2.4 Formules basées sur la vitesse et la profondeur d'eau

Dans le cas de ces méthodes, nous avons également une grande variation de valeurs suggérées pour les paramètres typiques. La vitesse d'eau peut s'échelonner de 0,3 m/s (méthode Steiermark) à 1,2-2,4 m/s (méthode Oregon) et la hauteur d'eau doit être supérieure à 10 cm (méthode Steiermark) ou à 12-24 cm (méthode Oregon).

D'autres formules correspondant à ce type de méthode suggèrent un débit réservé à la hauteur d'eau de la rivière à la section considérée (30-40 l/s par mètre d'épaisseur) ou au périmètre mouillé (dans le cas d'un débit réservé, le périmètre mouillé doit valoir au moins 75 % du débit non perturbé).

Avantages de cette méthode

- Caractéristiques principales de débit maintenues,

- Forme du profil pouvant être incluse dans le calcul,
- Approche spécifique à la rivière,
- Données hydrologiques non nécessaires,
- Uniquement des liens indirects et généraux avec les paramètres écologiques,
- Appropriée pour évaluer les conséquences de la production d'énergie de l'aménagement.

Inconvénients

- Pente et forme du plan d'eau naturel n'entrant pas dans le calcul,
- Longueur de dérivation et effets des affluents et des extractions non considérés,
- Sans mesures de restructuration de rivière, ces méthodes donnent des valeurs très élevées de débit réservé pour des rivières importantes,
- Utilisation valable seulement pour des cas particuliers de tronçon peu étendus,
- L'application en montagne à des torrents donne des valeurs seuil irréalistes concernant les hauteurs d'eau,
- Appropriée uniquement pour des typologies particulières de rivière, difficilement transférable.

7.4.3.2.5 Méthodes basées sur une analyse multicritère prenant en compte les paramètres écologiques

Une description courte est donnée en raison de la complexité de ce type de méthodes, qui sont difficiles à résumer en quelques mots.

Outils d'aide à la décision multicritères (MODM [Multi Objective Decision Making])

La détermination du débit réservé résulte d'un modèle qui considère à la fois les objectifs écologiques et économiques. La solution à retenir doit avoir la meilleure valeur de compromis entre les deux types de paramètres. Les variables mesurées suivantes sont utilisées comme paramètres :

- Opportunité de travail régulier (économie)
- Profondeur d'eau la plus faible (diversité des espèces et tailles individuelles)
- Température la plus élevée (changement des conditions thermiques)
- Valeur d'oxygène dissous les plus faibles (qualité de l'eau)

Rapport de dilution
Le débit nécessaire doit être égal à au moins 10 fois le débit introduit et nettoyé biologiquement. La vitesse peut chuter à un niveau inférieur à 0,5 m/s.

Paramètres d'écoulement
Les effets du débit réservé sont mesurés à l'aide d'un modèle. A partir de là, des mesures correctives en vue de la construction peuvent être engagées.

PHABISM
Cette méthode se base sur la connaissance de la combinaison de paramètres (profondeur d'eau, vitesse d'écoulement, température et sédiments préférés par la majorité des espèces de poissons). Une fois ces paramètres définis, le débit nécessaire peut être calculé, à la fois de manière technique et en référence aux espèces de poissons prises en compte.

Estimation de la ressource biologique minimum (Habitat Prognoses Model)
Ce modèle a été développé dans le but de limiter les coûts liés à la détermination des débits réservés dans des cas difficiles, nécessitant des investigations particulières. Le modèle fonctionne sur la base de paramètres d'agrégats morphologiques moins nombreux, et le débit réservé pour la biogénèse peut être estimé par ordinateur. Des valeurs seuil de « débit écologique minimum » et d'« énergie pouvant être produite de façon économique » sont déterminées. Le débit résiduel final dépend de ces deux valeurs et doit également éviter toute dégradation par rapport aux conditions courantes. La valeur du débit réservé ne peut cependant être supérieure au débit écologique minimum.

Un débit réservé est la valeur de seuil pour la production d'énergie dans les conditions économiques ou 4 % du débit de la petite centrale hydroélectrique. Le débit réservé doit être égal à 5/12 du MNQ au maximum.

Index de Qualité d'Habitat (Habitat Quality Index HQI, USA)
Ce modèle se base sur un rapport entre la capacité de vie des salmonidés dans un tronçon de rivière, et un ensemble de paramètres écologiques. La collecte d'un grand nombre de données environnementales différentes est nécessaire pour calculer la biomasse destinée aux salmonidés pouvant vivre dans l'étendue identifiée de la rivière.

Index de Qualité de Retenue (Pool Quality Index)
Ce modèle est dérivé de la méthode HQI, elle se base sur la maximisation de la diversité hydraulique, c'est-à-dire que plus le nombre de retenues naturelles (pools) est élevé dans un cours d'eau, plus le débit réservé est bas. En fonction du pourcentage de retenues présentes, la méthode fournit les valeurs suivantes pour un débit réservé devant être comparées aux valeurs obtenues par les méthodes décrites dans 7.4.3.2.2, 7.4.3.2.3, 7.4.3.2.4 :

- 7 – 9 % de MQ
- 50 – 70 % de Q_{355}
- 3,6-4,3 l/s/km^2

Simulation des conditions futures dans la section dérivée de la rivière
Ce concept de simulation correspond au débit d'un cours d'eau régulé artificiellement à un moment particulier et dans un tronçon particulier pour garantir une quantité nécessaire d'eau dans un autre tronçon du même cours d'eau.
Cette méthode se base sur la détermination des conditions de débit réservé en association avec la simulation de conditions potentielles futures dans la section dérivée de la rivière.
La méthode représente la mise en relation des paramètres écologiques avec des cas réels analysés. Elle est décrite comme une méthode plutôt simple et économique. Elle présuppose toutefois la possibilité de mesurer des petits débits dans le futur tronçon dérivé de la rivière. Avec des centrales existantes, ceci est simple, dans tous les autres cas, les mesures doivent être effectuées en période de basses eaux et exigeront certainement une extrapolation.

<u>Avantages de cette méthode</u>

- Observations du débit spécifique du site
- Prise en compte des caractéristiques hydrologiques, hydrauliques, écologiques et météorologiques
- Prise en compte à la fois des paramètres écologiques et économiques

<u>Inconvénients</u>

- Méthode coûteuse en collecte de données et en simulations informatiques
- Appropriée uniquement pour des typologies particulières de rivière, et difficilement transférable

Exemple d'application de différentes méthodes utilisant les critères suivants:

A = 120 km² (surface du bassin considéré)
Largeur moyenne de rivière rectangulaire : 20 m, approximativement
Pente de rivière moyenne : 2,3 %

Q_{347} = 1,60 m³/s
Q_{355} = 1,38 m³/s
Q_{361} = 0,37 m³/s

MQ = 2,33 m³/s
MNQ = 0,15 m³/s

Q_{300} = 1,90 m³/s

Figure 7.121 : Exemple de courbe de débits classés en fonction de temps

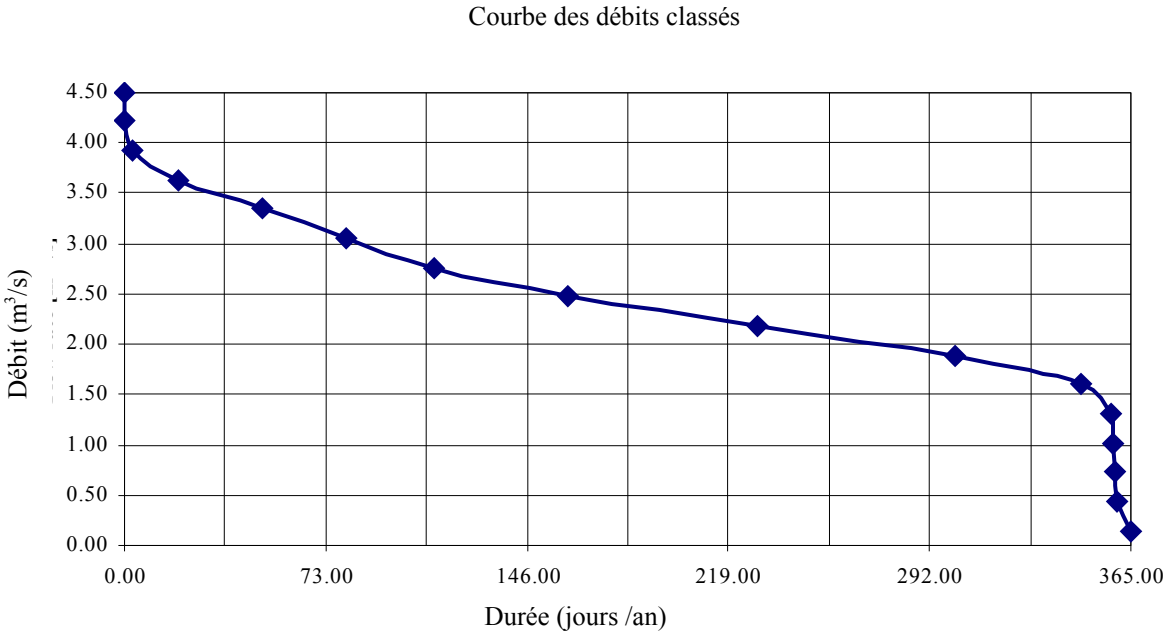


Tableau 7.24 : Méthodes basées sur des valeurs hydrologiques ou statistiques

MÉTHODE	DESCRIPTION	*DÉBIT RÉSERVÉ (l/s)*	MÉTHODE	DESCRIPTION	*DÉBIT RÉSERVÉ (l/s)*
10 % MQ		*233*	Rhénanie-Palatinat	0,2 - 0,5·Q_{365}	*30-75*
Lanser	5-10 % MQ	*116-233*	Hesse	0,2 -0,9·Q_{365}	*30-135*
Cemagref	2,5 %-10 % MQ	*58-233*	Q_{361}		*370*
Steinbach	Q_{365}	*150*	Alarm limit	0,2 Q_{300}	*380*

Bade-Würtemberg	$1/3 \cdot Q_{365}$	*50*	Büttinger	Q_{347}	*1,600*

Tableau 7.25 : Méthodes basées sur des principes « physiographiques »

MÉTHODE	DESCRIPTION	DÉBIT RÉSERVÉ *(l/s)*	MÉTHODE	DESCRIPTION	DÉBIT RÉSERVÉ *(l/s)*
USA	2,6-9,1 l/s/km²	312-1092	Tyrol	2-3 l/s/km²	240-360
Lombardie	2,88 l/s/km²	346			

Tableau 7.26 : Formules basées sur la vitesse et la profondeur d'eau

MÉTHODE	DESCRIPTION	DÉBIT RÉSERVÉ *(l/s)*	MÉTHODE	DESCRIPTION	DÉBIT RÉSERVÉ *(l/s)*
Styrie	0,3-0,5 m/s	80-290	Oregon	1,2-2,4 m/s	2 600-15 000
Haute-Autriche	Hauteur d'eau ≥ 20 cm	7 150	Styrie	Hauteur d'eau ≥ 10 cm	2 290
Miksch	30-40 $l/s/m_{largeur}$	600-800	Tyrol	Hauteur d'eau ≥ 15-20 cm	4 450-7 150

Tableau 7.27 : Méthodes basées sur une analyse multicritères en considération des paramètres écologiques

MÉTHODE	DESCRIPTION	DÉBIT RÉSERVÉ *(l/s)*	MÉTHODE	DESCRIPTION	DÉBIT RÉSERVÉ *(l/s)*
PQI	7 – 9 %	163-210	PQI	50 – 70 % Q_{355}	690-966
Haute-Autriche	3,6-4,3 l/s/km²	432-516	Styrie	Hauteur d'eau ≥ 10 cm	2 290

Les exemples classés ci-dessus montrent une variabilité importante des résultats obtenus et souligne la difficulté d'appliquer l'une ou l'autre de ces méthodes pour déterminer le débit réservé à l'aval d'un ouvrage de dérivation vers un aménagement hydroélectrique. En particulier, l'application des formules basées sur la vitesse et la profondeur d'eau amène à des valeurs irréalistes.

Dans ce contexte, il est justifié de réfléchir à des méthodes de restructuration des rivières pour réduire la valeur du débit réservé. Cette approche donne la double opportunité d'atteindre une meilleure efficacité environnementale du débit réservé (profondeurs et vitesses adaptées aux exigences de l'écosystème) et une augmentation de la production d'énergie à partir de sources renouvelables.

Il doit être souligné que si l'une des méthodes biologiques (pour définir la valeur du débit réservé) est utilisée, alors le promoteur aura la possibilité de réduire la valeur du débit réservé en modifiant la structure physique du lit du cours d'eau. Des mesures bien connues concernant la réhabilitation et la restructuration de rivières plaident d'aller dans ce sens. Ainsi, des mesures telles que la culture d'arbres sur les bords de rivière pour fournir des zones ombragées, des dépôts de gravier dans le lit

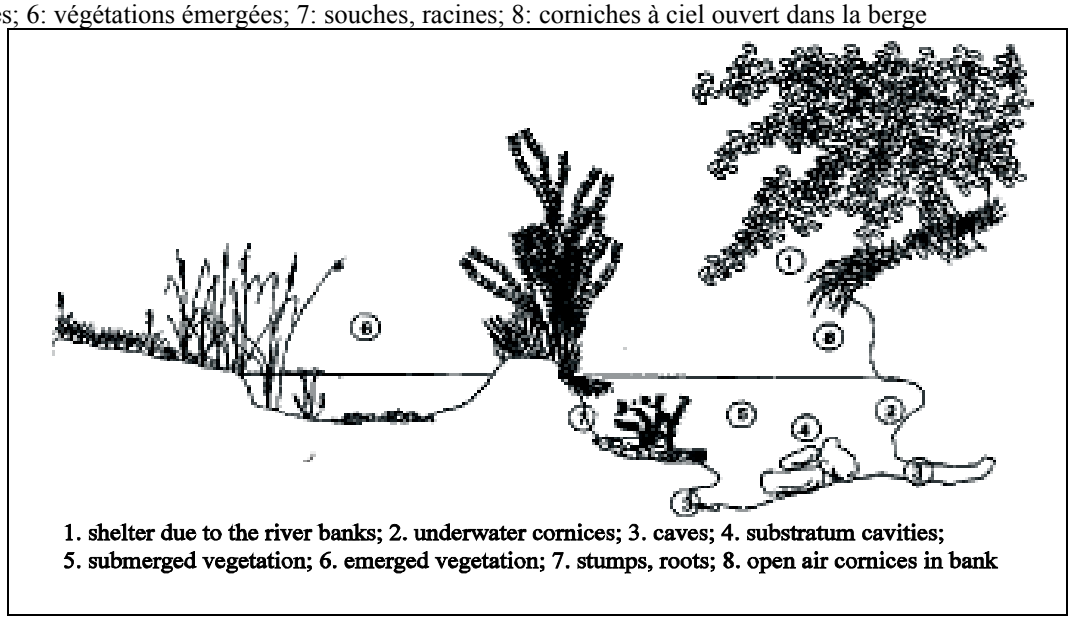
du cours d'eau pour améliorer le substratum, un renforcement des rives de la rivière par l'intermédiaire d'arbrisseaux pour combattre l'érosion, etc. peuvent être envisagées. L'investissement nécessaire pour la réalisation de ces mesures compensatoires est bien souvent compensé très rapidement par la baisse significative du débit réservé et donc l'augmentation en conséquence du productible économique.

La figure 7.4 (reproduite à partir d'un document de Dr. Martin Mayo) représente le type de protection contre les effets de l'écoulement, les rayons du soleil et les dangers auxquels sont soumis les vertébrés et les invertébrés à travers des éléments à la fois naturels et artificiels. L'existence de cavités et de corniches immergées fournit un refuge contre les attaques de prédateurs.

Tous ces éléments contribuent au concept de la méthode WUW (Weighted Useful Width). En prenant en compte ce concept, la valeur requise de débit réservé peut être diminuée. De cette manière, une meilleure protection de la faune aquatique peut être associée à une production d'énergie plus élevée.

Figure 7.122 : Section transversale d'un lit de rivière

1: abri créé par berges de la rivière; 2: corniches sous-marines; 3: grotte; 4: cavités en sur-couche; 5: végétations immergées; 6: végétations émergées; 7: souches, racines; 8: corniches à ciel ouvert dans la berge



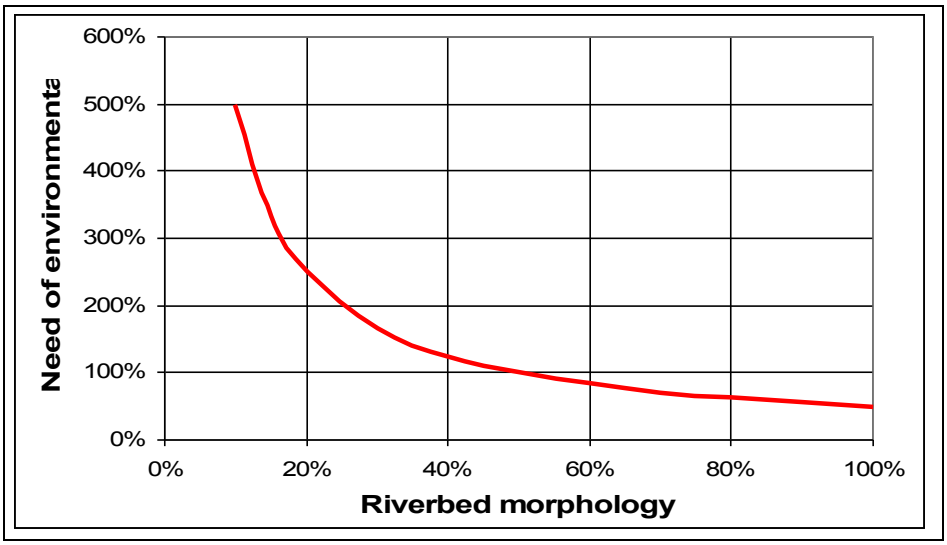
1. shelter due to the river banks; 2. underwater cornices; 3. caves; 4. substratum cavities; 5. submerged vegetation; 6. emerged vegetation; 7. stumps, roots; 8. open air cornices in bank

A titre d'exemple, la figure suivante illustre le rapport entre le débit environnemental et la morphologie du lit de rivière.
Parmi le grand nombre de types de mesures compensatoires envisageables, il faut mentionner la création de réservoirs pour l'élevage de poissons, décrivant des méandres dans les lits de rivière en période de basses eaux et augmentant localement la profondeur.

La difficulté de ce type de travaux réside dans le fait de pérenniser les mesures compensatoires, de les rendre permanentes, c'est-à-dire résistantes aux crues et aux évolutions dynamiques des lits de rivière naturels, qui, par ailleurs, ne doivent pas être sous-estimées.

Un analyse plus complète des effets de paramètres supplémentaires concernant le débit réservé (pente, étendues, structure de rivière etc.) peut être trouvée dans le document préparé par ESHA dans le cadre du réseau thématique de la petite hydroélectricité disponible à l'adresse Internet: www.esha.be.

Figure 7.123 : Relation entre le débit environnemental et la morphologie du lit de rivière



7.4.3.2.6 Passes à poissons pour la migration vers l'amont

Les anadromes sont des poissons qui se reproduisent en eau douce et qui passent la plus grande partie de leur vie dans l'océan. Les catadromes se reproduisent dans l'océan, deviennent adultes en eau douce et par conséquent sont tributaires des possibilités de franchissement des ouvrages en rivière, tels que les barrages. Une grande variété de types de passes à poissons pour la migration vers l'amont est disponible, chacune adaptée aux espèces de poisson concernées.

Les technologies des ouvrages de franchissement pour la migration vers l'amont sont aujourd'hui considérées comme bien développées et adaptées à un certain nombre d'espèces anadromes, y compris le saumon. Selon l'OTA 1995 (Office of Technology Assessment aux USA), il n'existe pas de solution unique pour concevoir des passes à poissons pour la migration vers l'amont. Une conception de passe à poissons efficace pour un site spécifique exige une bonne communication entre les ingénieurs et les biologistes, et une connaissance approfondie des caractéristiques du site. La plupart des erreurs de dimensionnement semblent provenir du manque d'attention liée au fonctionnement et à la maintenance future des équipements.

Les ouvrages de franchissement pour la migration vers l'amont peuvent être développés de plusieurs manières : passes à poissons, ascenseur à poissons, écluse, pompes ou opérations de transport. Les pompes constituent une méthode très controversée. Le transport est utilisé avec des barrages élevés. Ces approches hautement techniques sont plutôt inhabituelles dans des petits aménagements hydroélectriques. La réalisation de passes à poissons ou d'ouvrages de dérivation représente l'approche principale pour les petites centrales hydroélectriques. Les critères spécifiques aux espèces et au site et les aspects économiques déterminent la solution la plus appropriée.

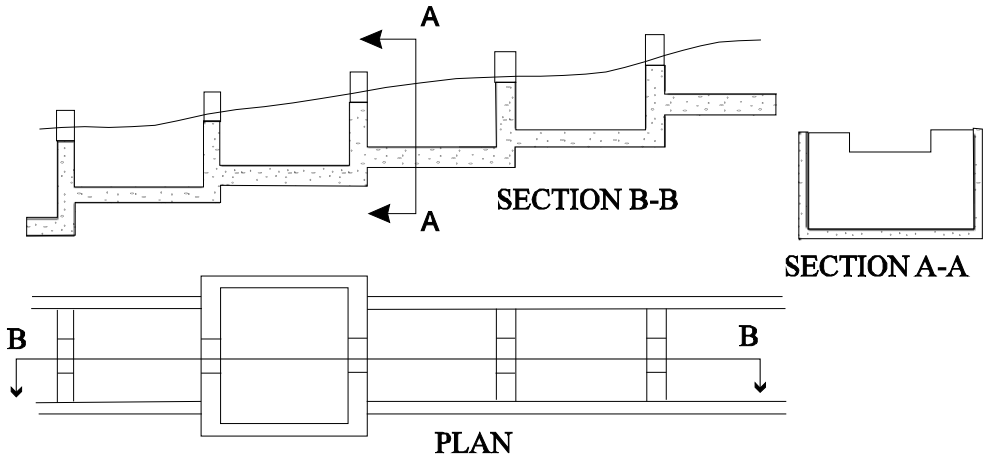
Des ouvrages de franchissement pour les poissons (ruisseau de type naturel, bassins et seuils successifs, passes à aiguilles verticales ou hybrides, etc.) peuvent être conçus pour s'adapter aux différentes espèces (poissons de fond, de surface ou d'orifice). Cependant, tous les types de poissons utiliseront ces passes. Dans certains cas, les poissons n'empruntant pas les passes pourront être transportés à l'aide de systèmes spécifiques comme des ascenseurs à poissons.
La passe à poissons la plus commune est la passe à seuils et bassins successifs, avec un écoulement d'eau sous forme de lames déversantes d'un bassin à un autre (au-dessus des seuils rectangulaires). Les bassins jouent alors un double rôle : fournir des zones de repos et dissiper l'énergie de l'eau

descendant à travers la passe. Les dimensions des bassins doivent être déterminées en fonction des poissons qui doivent passer. Les bassins peuvent être supportés par l'intermédiaire de :

- Chicanes munies de fentes, de sorte que les poissons et l'écoulement les empruntent
- Chicanes munies d'orifices de fond assez grands pour permettre aux poissons de passer
- Chicanes munies à la fois de fentes verticales et d'orifices de fond

Les bassins séparés par des chicanes munies d'orifices de fond n'ont pas d'intérêt pratique parce qu'ils sont limités à des poissons de fond et d'orifices. Le saumon n'en a pas besoin parce qu'il ne peut pas sauter par-dessus la chicane elle-même, et des aloses, par exemple, ne sont pas des poissons de fond. Le système de seuils rectangulaires (figure 7.6) est le plus ancien, mais présente l'inconvénient de subir les variation du niveau d'eau en amont, et l'écoulement dans la passe à poissons en est d'autant augmenté ou diminué, résultant en une passe à poissons ayant un écoulement trop bas ou trop élevé.

Figure 7.124 : Dispositifs à seuils rectangulaires



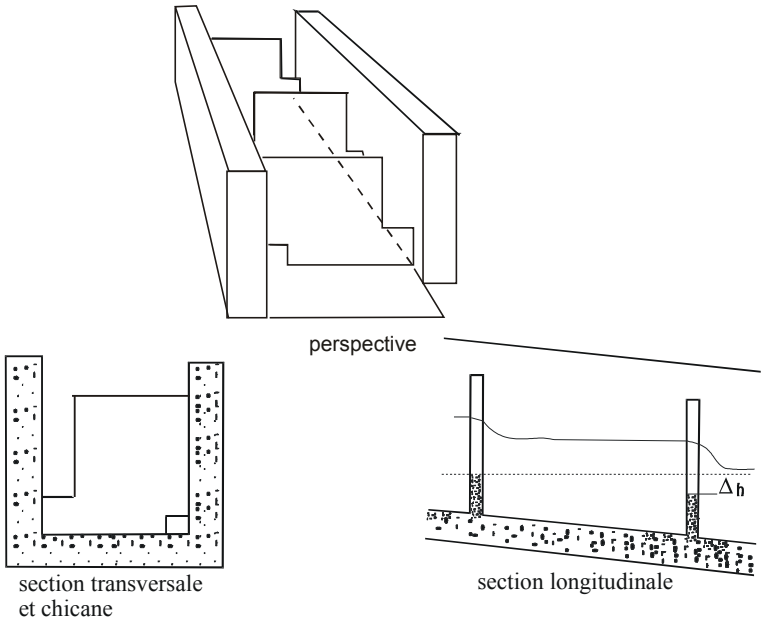
De plus, ce type de passe ne permet pas de laisser passer les sédiments (transportés au fond) et des orifices de fond doivent donc être prévus. La photographie 7.13 montre une de ces passes avec une construction rustique conçue pour surveiller le passage des saumons dans une rivière à Asturias (Espagne).

Photographie 7.52 : Passe à poissons de construction rustique

La photographie 7.14 représente une passe à poissons à fentes verticales et orifices de fond ayant habituellement de bons résultats. La forme et la disposition des chicanes sont représentées en perspective sur la figure 7.7, la largeur des bassins (retenues), pour des longueurs variant entre 1,8 et 3,0 m, varie de 1,2 m à 2,4 m. La chute entre les bassins est de l'ordre de 10-30 cm. Des aloses ne peuvent, en théorie, remonter une chute supérieure à 25 cm. En principe, la taille et les chutes dépendent des espèces pour lesquelles le système est construit. Des programmes informatiques [7] permettent d'optimiser l'épaisseur et la longueur des bassins en fonction de la chute entre chaque bassin, le débit et la chute totale au barrage pour limiter les coûts de réalisation.

Photographie 7.53 : Passe à poissons munie de fentes verticales

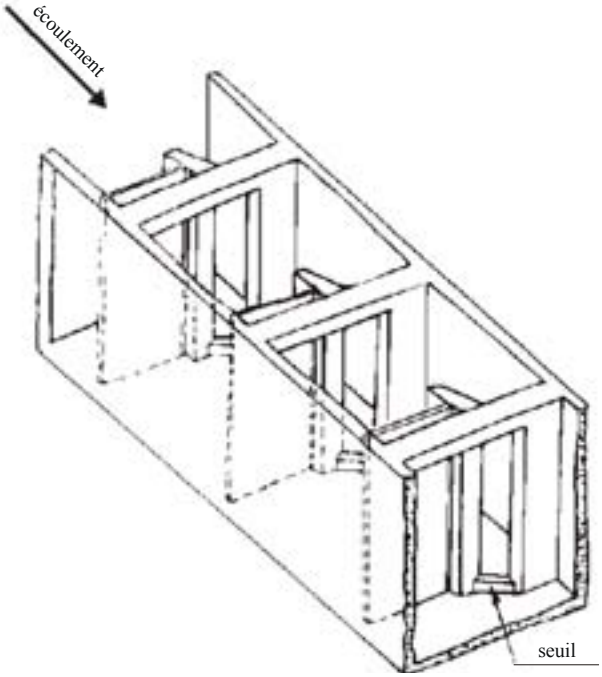
Figure 7.125 : Passe à poissons à chicanes



La passe à poissons à fente verticale (figure 7.8) est très répandue aux Etats-Unis mais elle n'est pas bien connue en Europe [8]. Le poisson et la matière solide en suspension passent tous les deux à travers la fente verticale de la chicane. Un modèle standard comporte des bassins de 2,5 m à 3,3 m

de long pour une fente de 30 cm. Les défenseurs de ce type de passe soulignent sa stabilité hydraulique, et ce, même avec des variations importantes de débit et de niveau des plans d'eau amont et aval.

Figure 7.126 : Passe à poissons à fentes verticales



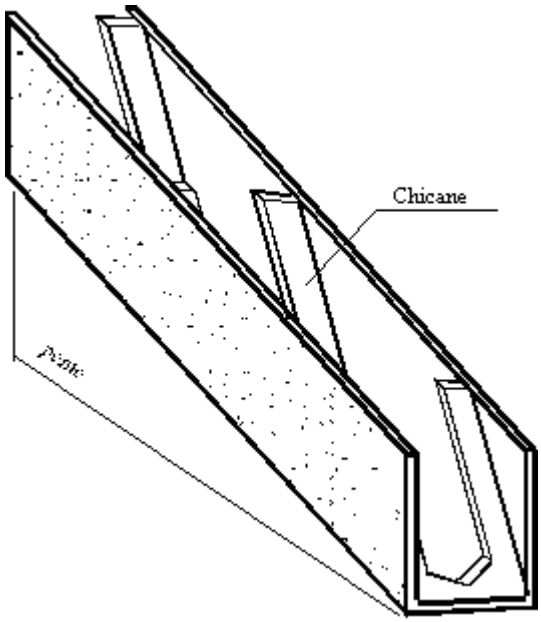
La passe à poissons Denil (photographie 7.15) est profonde et est constituée de chutes successives très rapprochées, comme représenté sur la figure 7.9. Ces vannes dissipent l'énergie provenant d'un débit moyen à travers lesquelles peut facilement remonter le poisson.

Photographie 7.54 : Passe à poissons Denil

Cette caractéristique permet à la passe Denil d'être utilisée pour des pentes jusqu'à 1:5. Elle produit également un débit turbulent, lequel est plus intéressant pour beaucoup d'espèces de poissons que le

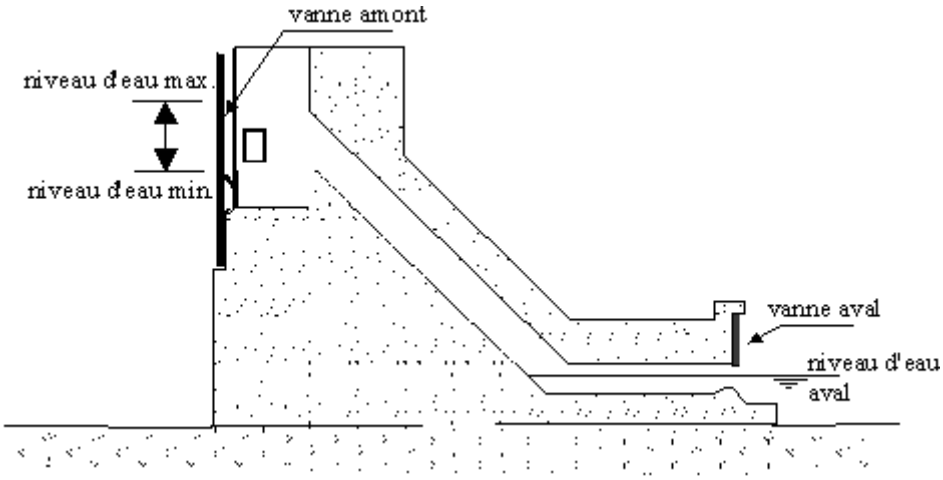
débit des passes à poissons de type à bassin, et tolère des variations de la profondeur d'eau. La passe doit être munie de zones de repos après environ 2 m de différence de niveau entre l'amont et l'aval.

Figure 7.127 : Passe à poissons Denil



L'écluse de Borland (figure 7.10) est une solution relativement peu coûteuse pour transférer le poisson du canal de fuite à la chambre de mise en charge dans un barrage de dimension moyenne. Le poisson remonte une petite passe à poissons vers la chambre aval. Ensuite, l'entrée aval est fermée et la conduite menant vers le sommet du barrage se remplit de l'eau qui s'écoule depuis le haut. Une fois la conduite remplie, les poissons attirés par le débit remontent.

Figure 7.128 : Coupe de l'écluse de Borland

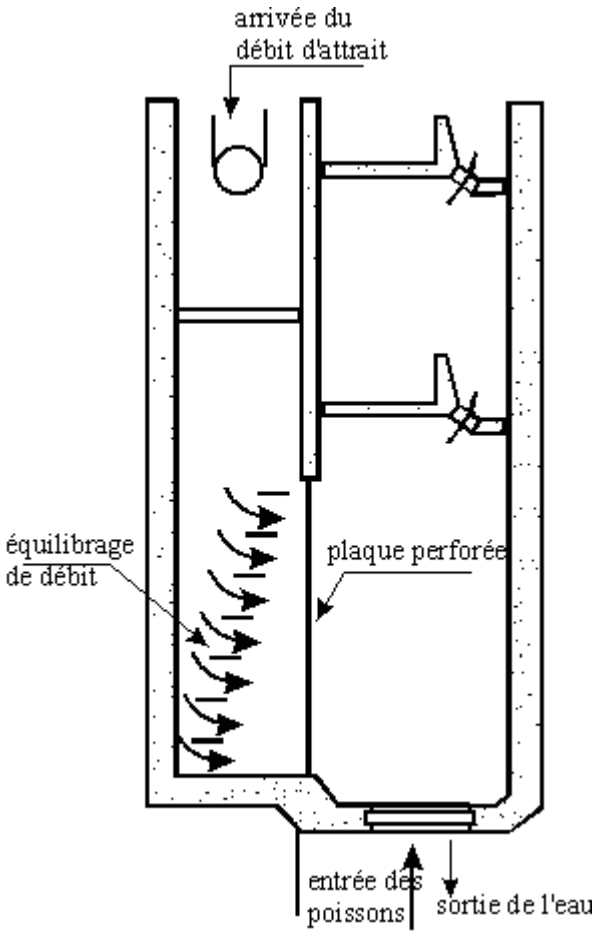


Dans des barrages plus élevés, la meilleure solution consiste à installer un ascenseur à poissons conçu spécialement à cet effet. L'entreprise EDF en France en a une grande expérience. L'élévateur Golfech par exemple, réalisé en 1989, a rendu possible le passage de vingt tonnes d'aloses (environ 66 000 poissons) qui étaient bloqués à la base du barrage. Ceci consiste à attirer le poisson à la base et de le transporter en amont en toute sécurité. Ces dispositifs sont décrits dans la référence[3]. Il faut uniquement une petite passe à poissons pour amener les poissons du canal de fuite à l'ascenseur. A

cet endroit, à l'aide de moyens mécaniques, les poissons sont concentrés sur un chaland à clapet, et chargé sur un chariot. Eventuellement, le chaland à clapet les transporte directement au niveau du sommet du barrage et les décharge à l'intérieur de la retenue.

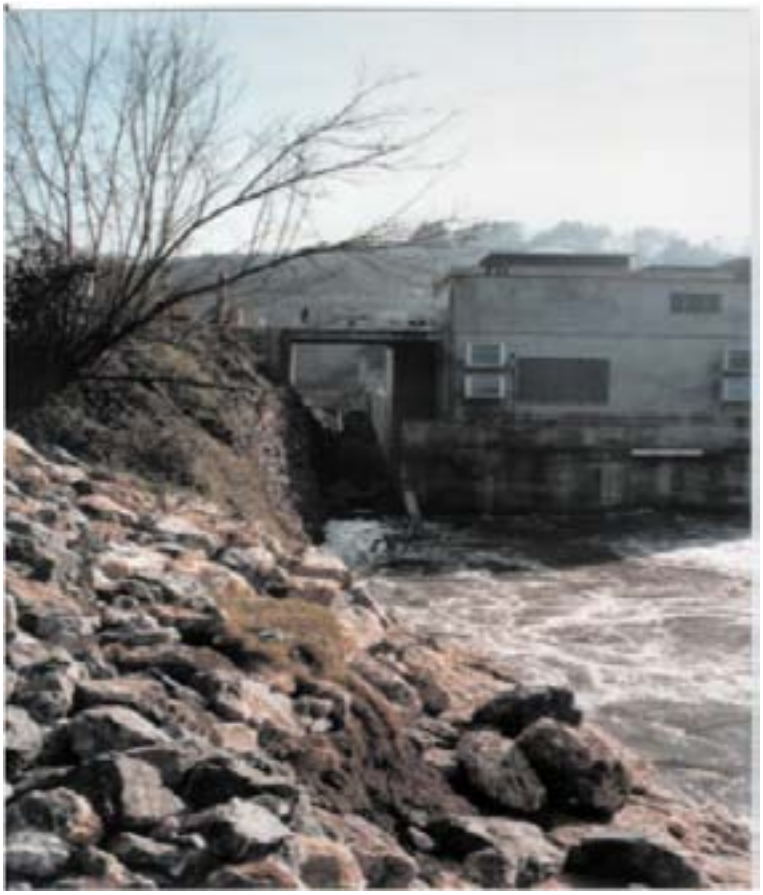
L'élément le plus important d'un système de passage de poissons, et le plus difficile à concevoir en vue d'une efficacité maximale, est le dispositif d'attrait des poissons. Il est destiné à amener les poissons à l'intérieur de l'extrémité basse de l'ouvrage de franchissement et doit être conçu de manière à tirer avantage de la tendance du poisson à migrer pour chercher des courants forts, tout en évitant que ceux-ci soient trop forts. L'écoulement doit cependant être assez fort pour éloigner le poisson des évacuateurs et des canaux de fuite. Les vitesses d'écoulement à l'entrée de la passe varient en fonction du type de poissons qui passent, mais pour le saumon et la truite, des vitesses de 2 à 3 m/s sont acceptables. Un manque d'efficacité du débit (favorisant l'attrait des poissons) peut entraîner des délais de migration lorsque le poisson se présente à l'aval de l'ouvrage et donc la population s'y accumule. Si nécessaire, de l'eau doit être pompée à l'intérieur de la passe à poissons à partir des zones d'eau aval, mais une quantité suffisante d'eau peut habituellement être prélevée au niveau de la prise d'eau ou de la chambre de mise en charge en amont pour être dirigée directement vers l'entrée de la passe à poissons, à l'aval. Concernant le saumon, un débit d'attrait doit être maintenu entre 1 et 2 m/s. Si l'eau est trop froide (moins de 8°) ou trop chaude (plus de 22°), la vitesse doit être diminuée lorsque le poisson devient lent et ne saute plus. De l'eau peut être injectée juste à l'entrée de la passe à poissons en évitant la nécessité de traverser toute la longueur (figure 7.11).

Figure 7.129 : Dispositif d'attrait



L'entrée du passage des poissons doit être située près du seuil puisque le saumon tente de chercher l'entrée en faisant le tour de l'obstacle. Dans des aménagements de basse chute, l'entrée doit être près de la restitution de la centrale, comme représenté sur la figure 7.10 et sur la photographie 7.16.

Photographie 7.55 : Centrale et passe à poissons (sur la gauche)



La sortie en amont de la passe ne doit pas être située dans une zone près du déversoir, où il existe un danger d'être renvoyé vers la base du barrage, ou dans une zone de circulation d'eau morte où le poisson peut être piégé. Les passages à poissons doivent être protégés des braconniers, en la recouvrant d'un treillis métallique ou de tôles épaisses.

L'utilisation de pompes à poissons au niveau des barrages est controversée. Cette technologie est liée à l'aquaculture pour déplacer le poisson vivant. Plusieurs pompes sont sur le marché et des nouvelles versions sont en train d'être développées. Le pompage peut endommager le poisson en raison de l'encombrement dans la conduite de dérivation.

7.4.3.2.7 Passes à poissons pour la migration vers l'aval

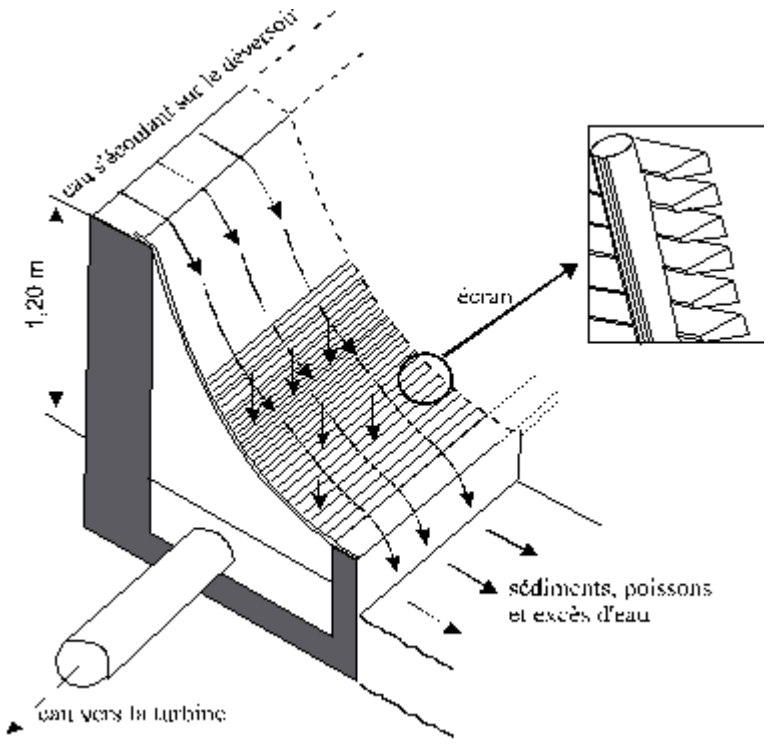
Dans le passé, le poisson migrateur qui descendait le cours d'eau passait à travers la turbine. La mort de poissons peut alors atteindre 40 %, en fonction de la conception de la turbine et plus particulièrement de la vitesse périphérique de la roue. Dans une turbine Francis, le passage d'une vitesse de rotation de la roue de 12 m/s à 30 m/s augmente le pourcentage de mortalité de 5 % à 35 %. Les turbines Francis, en raison de leurs caractéristiques de construction, entraînent une plus grande mortalité que les turbines Kaplan. La turbine bulbe réduit la mortalité à moins de 5 % [9].

Il semble cependant que la chute ne soit pas un facteur décisif. Une turbine fonctionnant avec une chute de 12 mètres produit une mortalité similaire à une turbine fonctionnant avec une chute de 120 m. L'élévation de la roue au-dessus du niveau d'eau aval est un facteur très important, puisque c'est d'elle que dépend le risque de cavitation en sortie de roue. Plus une turbine est efficace, moins elle entraîne de mortalité. Une turbine fonctionnant à la puissance nominale entraîne par conséquent moins de mortalité qu'une turbine fonctionnant à charge partielle. Les principales causes de mortalité sont dues :

- aux dommages mécaniques par collision avec des corps solides,
- au distributeur ou aux aubes de turbine,
- aux forts gradients négatifs de pression (entre l'amont et l'aval de la turbine)
- aux effets de cisaillements produits au niveau des intersections sur les écoulements à haute vitesse dans des directions opposées.

Récemment, un procédé innovateur, utilisant une prise d'eau dérivée des prises tyroliennes, a été utilisé dans le but de protéger les poissons. Le dispositif utilise l'effet de Coanda[10] : un écoulement tend à suivre la surface d'un corps solide placé sur sa trajectoire. De plus, la section en forme de V des barreaux de la grille est inclinée sur son support (figure 7.12), produisant des effets de cisaillement le long de la surface de la grille.

Figure 7.130 : Schéma de l'écran de Coanda



L'eau s'écoule par gravité vers le système de collecte de la turbine à travers les fentes de la grille, qui ont généralement une largeur de 1 mm. 90 % des particules solides suspendues, dont la vitesse a été augmentée sur le plateau d'accélération, passent par-dessus le plan, produisant ainsi une excellente protection pour la turbine. La vie aquatique est également protégée puisque les poissons ne sont pas entraînés vers la turbine à travers les fentes. En fait, la surface douce de l'acier inoxydable fournit un passage excellent pour une dérivation de poissons. Ce type de prise d'eau peut capter jusqu'à 250 l/s par mètre de grille. Un inconvénient de ce type de grilles est qu'il

requiert une hauteur d'eau d'environ 1 à 1,20 m pour permettre le passage de l'eau vers le bas en direction du système de collecte. Cela peut s'avérer très pénalisant et coûteux dans des systèmes de basse chute. La photographie 7.17 représente un dispositif de Coanda[11].

Photographie 7.56 : Grille de Coanda

7.4.3.2.8 Systèmes de guidage de comportement

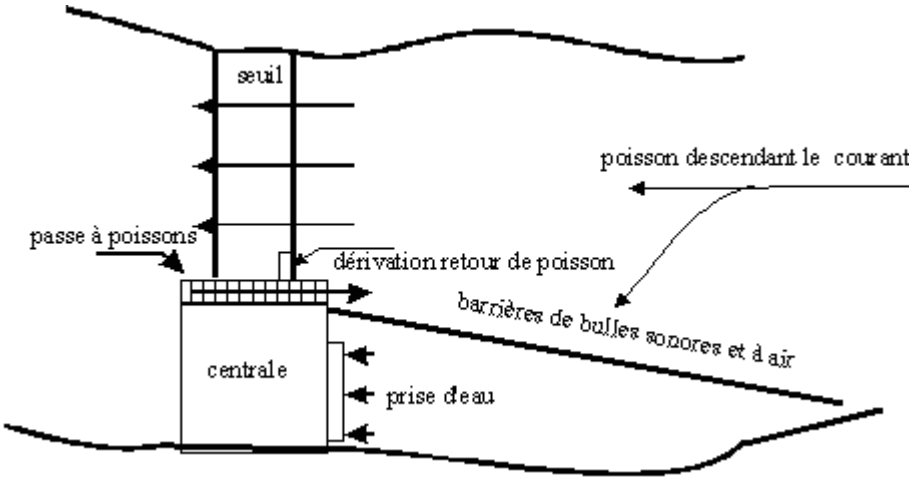
Les systèmes de guidage du comportement constituent une variété de technologies alternatives pour dériver ou attirer les poissons migrants en aval et ont récemment été l'objet d'études du Electric Power Research Institute (EPRI). Ces technologies incluent des systèmes tels qu'une lampe-éclair à décharge à répulsion et des systèmes électriques de guidage. Il n'a pas encore été démontré si ces solutions peuvent être utilisées de manière fiable. Les techniques de guidage du comportement sont spécifiques à chaque site et aux espèces présentes et il apparaît peu probable que des méthodes de comportement puissent fonctionner aussi bien que des grilles de Coanda pour différentes conditions hydrauliques[12].

Les écrans de guidage du comportement fonctionnent en utilisant la réponse naturelle des poissons à un stimulus afin de l'éloigner. Nombre de systèmes ont été testés et les procédés acoustiques ont été évalués comme les plus efficaces. Pour le poisson répondant à un stimulus sonore, le niveau de son doit être assez élevé pour obtenir une réaction, en prenant en compte le bruit de fond. Le bruit de fond est un facteur important, particulièrement là où des bruits sont générés par les équipements immergés, comme les pompes et les turbines. Les types de signaux reconnus comme les plus efficaces dans toutes les applications sont basés sur des ondes générées artificiellement qui changent rapidement en amplitude et en fréquence, réduisant ainsi l'habitude. Une situation équivalente appliquée aux humains serait que l'on soit amené à rester près du niveau des sirènes des véhicules d'urgence, ce qui serait tout simplement désagréable et dont la conséquence serait que l'on s'éloignerait ! Une dérivation est habituellement la meilleure action, puisque le poisson est déplacé rapidement de la source du danger (par ex. la prise d'eau) dans un courant sécurisé. Le système BAFF (Bio Acoustic Fish Fence – Barrière à poissons bioacoustique) produit une sorte de paroi sonore sous l'eau en utilisant de l'air comprimé pour générer une basse fréquence sonore continue (variant entre 50 et 500 Hertz). Bien qu'un niveau sonore élevé (au moins 160 décibels) soit généré à l'intérieur du rideau de bulles, celui-ci devient très faible à quelques mètres. En

limitant le rideau sonore à une zone réduite, le système permet au poisson d'agir normalement à travers le restant du réservoir ou de la rivière. La figure 7.13 représente la disposition d'un système de transducteurs acoustiques immergés, lesquels transmettent leur son à l'intérieur d'un rideau de bulle s'élevant pour créer une paroi sonore dans le but de guider le poisson à l'extérieur du passage de turbine.

Comme indiqué par M. Turpenny des Fawley Aquatic Research Laboratories Ltd (U.K), « l'inconvénient des écrans de répulsion sonore par rapport à des grilles mécaniques conventionnels est qu'ils n'excluent pas 100 % de poissons, tandis que les écrans mécaniques ayant un espacement de leurs barreaux suffisamment faible y parviennent. Des rendements typiques pour des barrières de comportement s'échelonnent de 50 % à 90 % en fonction du type et des conditions d'environnement et de centrale. La plupart des poissons pénétrant dans la barrière ont tendance à passer à travers la turbine, les exposant à un risque. »

Figure 7.131 : Barrière à poissons bioacoustique



Des trajectoires de dérivation doivent être prévues pour guider les poissons vers une zone sans danger à partir de la zone de répulsion sonore.

Les écrans au niveau de l'entrée de la prise d'eau ne nécessitent aucun circuit de retour car les poissons sont entraînés par le courant et retournent naturellement vers le cours d'eau par-dessus le déversoir, trajet dangereux quoique moins dommageable que le passage à travers les turbines. De manière surprenante, des déversoirs élevés ne sont pas nécessairement plus dangereux pour les poissons que des déversoirs plus bas. La vitesse limite de chute, comme démontrée par la chute de saumons à partir d'hélicoptères dans un réservoir, est atteinte à des valeurs d'environ 30 mètres de chute. Eicher mentionne qu'un déversoir, qui projette le poisson en chute libre vers un bassin à 80 m au-dessous, entraîne un taux de mortalité virtuel réduit à zéro.

Lorsque l'écran de répulsion est situé au niveau de la prise d'eau mais en aval de l'entrée de la passe pour la migration vers l'aval, une dérivation renvoyant le poisson vers la rivière est nécessaire. Selon les caractéristiques comportementales, les poissons migrateurs ne peuvent pas retourner en amont pour trouver l'entrée. Celle-ci doit être par conséquent située au niveau de l'extrémité de l'écran en aval, en considérant que celui-ci est incliné dans la direction de l'écoulement. Les poissons sont généralement réfractaires à entrer dans des entrées de petite taille. Une entrée minimum de 45 cm est recommandée pour une dérivation, particulièrement lorsqu'il s'agit de jeunes poissons salmonidés. Il serait préférable que la largeur d'entrée puisse être ajustable en utilisant des inserts en métal pour réduire la taille de l'ouverture. La conception de l'entrée de la

dérivation devrait fournir une accélération douce de l'écoulement dans la conduite de dérivation avec des contractions soudaines, des expansions ou des coudes. Pour ramener le poisson à partir de l'entrée de la dérivation vers la rivière, des conduites entièrement fermées ou des canaux ouverts peuvent être utilisés. Les poissons n'aiment pas entrer dans des conduites avec un contraste brusque de luminosité. Des canaux ouverts sont mieux adaptés à ce rôle. Les surfaces internes doivent être très douces pour éviter d'abîmer le poisson. Le PEHD et le PVC sont des matériaux excellents pour les conduites de dérivation.

Des changements brusques de section doivent être évités en raison de la turbulence et des gradients de pression engendrés. Dans une conduite en charge, des gradients de pression négatifs doivent être évités parce qu'ils peuvent sérieusement endommager et même tuer les poissons. La vitesse dans les conduites ne doit pas être trop élevée (par rapport aux vitesses typiques dans un canal) de manière à ne pas créer de forces de cisaillement qui peuvent endommager le poisson. Des vitesses proches de 0,8 m/s sont conseillées.

7.4.3.3 Sur le terrain

Les canaux ouverts peuvent parfois constituer un obstacle au passage libre des animaux. Pour éviter cela, les canaux ouverts sont aujourd'hui souvent entièrement enterrés et même revégétalisés, de sorte qu'ils ne puissent pas représenter une barrière. Il a été noté que les animaux peuvent parfois tomber dans un canal ouvert sans aucune chance d'en sortir en raison de sa section transversale rectangulaire. Certaines constructions munies d'échelles peuvent servir efficacement et présentent un coût acceptable. Les autres structures de la PCH n'auront pas d'impact environnemental notable.

7.4.3.4 Nettoyage des grilles

Presque toutes les centrales hydroélectriques comportent un dispositif de nettoyage de leur grille, qui enlève les matériaux charriés par le cours d'eau qui colmatent la grille (feuilles, embâcles, etc.) afin d'éviter leur intrusion dans la centrale, ce qui pourrait endommager les turbines, et réduire régulièrement les pertes de charge engendrées par l'obstruction partielle de la grille. Chaque année, des tonnes de déchets ménagers (sacs plastiques, bouteilles, etc.) mais aussi les feuilles et des détritus naturels sont enlevés des cours d'eau.

Dans beaucoup de pays, une fois qu'un élément, y compris un matériau organique (feuilles, branches etc.) est enlevé du courant principal, il devient automatiquement un déchet. Si c'est le cas, il ne peut pas être rejeté dans l'eau mais doit être soigneusement évacué, ce qui est souvent très coûteux.

Si c'est le cas, il est clair que les petites centrales hydroélectriques jouent un rôle fondamental dans le nettoyage de la rivière. Ce bénéfice environnemental est souvent méconnu mais représente clairement un impact positif des petites centrales hydroélectriques et il doit être dûment pris en compte. Des mesures appropriées devraient être prises pour réduire les coûts induits pour les petites centrales hydroélectriques (par exemple en réduisant les frais de destruction de déchets ou en permettant des traitements différents entre le matériel organique et non-organique).

7.5 Impacts des lignes de transmission

7.5.1 Impact visuel

Les lignes de transport électrique et les couloirs utilisés pour leur tracé peuvent avoir un impact négatif sur le paysage. Ces impacts peuvent être réduits en adaptant la ligne au paysage, ou à la limite, en les enterrant.

Photographie 7.57 : Impact visuel d'une sous-station

La solution technique et économique optimale pour l'évacuation de la production électrique d'une PCH est malheureusement celle qui va entraîner le plus d'impacts esthétiques négatifs. En effet, pour éviter le contact des lignes avec les arbres, la solution la plus simple consiste à poser les pylônes sur une crête, ce qui n'est pas une solution acceptable au niveau de l'impact visuel. De même, un tracé rectiligne (qui permet de réduire généralement les coûts) ne s'adapte pas forcément au terrain.

Dans des zones de montagne sensibles où des aménagements hydroélectriques sont développés, les lignes de transport peuvent dominer le paysage et par conséquent avoir un impact négatif. Il faut cependant remarquer que des lignes de transport existent déjà même sans aménagements hydroélectriques. Les villages de montagne ont également besoin de l'électricité, et celle-ci, à moins d'être générée par l'intermédiaire de systèmes photovoltaïques, exige des lignes de transport. Il est vrai qu'un tracé soigneusement étudié réduit sensiblement l'impact. Par ailleurs, comme à Cordiñanes, la sous-station et les lignes de transport sont dissimulées de la vue du public et la situation est améliorée. Cette conception est cependant une solution coûteuse qui ne peut être mise en oeuvre que si le projet est rentable.

7.5.2 Impact sur la santé

En plus de l'impact visuel, certaines personnes n'apprécient guère de marcher sous des lignes de transport en raison des risques pour la santé dus aux champs électromagnétiques. En dehors du fait que le risque n'existe que pour des lignes de transmission de haute tension, et jamais dans le cas d'une petite centrale hydroélectrique, et après plusieurs années de rapports contradictoires, il n'existe toujours pas de résultat concluant.

7.6 Conclusion

Durant les deux dernières décennies, un nombre important de nouveaux sites développés démontre que, malgré des conditions environnementales plus contraignantes, la coexistence paisible et durable de petites centrales hydroélectriques et de l'environnement est possible. Pour les petites centrales, il est beaucoup plus facile de satisfaire les conditions environnementales que dans le cas des grandes centrales hydroélectriques, pour lesquelles les concepts techniques sont peu amendables. Bien que le développement de petites centrales ne soit en principe pas sans problèmes environnementaux, la palette de mesures efficaces de réduction des impacts offre un grand nombre

d'approches possibles pour des développeurs responsables. Les petites centrales hydroélectriques et l'environnement ne sont pas en contradiction, mais constituent un défi passionnant au profit du développement durable

---

[1] Par Bernhard Pelikan (ÖVFK), Luigi Papetti (Studio Frosio) et Celso Penche (ESHA)

[2] European Commission – « Externalities of Energy – Volume 6 Wind and Hydro » EUR 16525 EN

[3] S. Palmer. "Small scale hydro power developments in Sweden and its environmental consequences". HIDROENERGIA 95 Proceedings. Milan

[4] F. Monaco, N. Frosio, A. Bramati, "Design and realisation aspects concerning the recovery of an energy head inside a middle European town" HIDROENERGIA 93, Munich

[5] J. Gunther, H.P. Hagg, "Vollständig Überflutetes Wasserkraftwerk Karlstor/Heidelberg am Neckar" HIDROENERGIA , Munich

[6] European Commission – „Externalities of Energy – Volume 6 Wind and Hydro" EUR 16525 EN.

[7] Santos Coelho & Betamio de Almeida, „A computer assisted technique for the hydraulic design of fish ladders in S.H.P." HIDROENERGIA 95, Munich

[7] J. Osborne. New Concepts in Fish Ladder Design (Four volumes), Bonneville Power Administration, Project 82-14, Portland, Oregon, 1985

[8] Department of Energy, Washington, USA. "Development of a More Fishtolerant Turbine Runner" (D.O.E./ID.10571)

[9] Dulas Ltd. Machynllyth, Powys, Wales SY20 8SX? E-mail dulas@gn.apc.org "Static screening systems for small hydro". HIDRENERGIA 97 Conference Proceedings, page 190

[10] James J. Strong. "Innovative static self-cleaning intake screen protects both aquatic life and turbine equipment" HYDRO88 Conference papers.

[11] D.R. Lambert, A. Turpenny, J.R. Nedwell "The use of acoustic fish deflection systems at hydro stations", Hydropower & Dams Issue One 1997

8 ANALYSE ECONOMIQUE1

8.1 Introduction

Un investissement dans une petite centrale hydroélectrique entraîne un certain nombre de dépenses réparties sur toute la vie du projet et procure aussi des revenus, distribués sur la même durée de vie. Les dépenses incluent des coûts fixes (le coût de l'investissement, des coûts d'assurance, les taxes autres que les taxes sur les bénéfices, etc.) et des coûts variables (frais de fonctionnement et de maintenance). A la fin de vie du projet, en général limitée à la période d'autorisation administrative, la valeur résiduelle sera généralement positive, même si dans certains cas, les autorisations administratives exigent un abandon de propriété de tous les équipements revenant ainsi à l'Etat. L'analyse économique compare les différentes options possibles pour permettre le choix le plus pertinent ou l'abandon du projet en l'état.

D'un point de vue économique, une centrale hydroélectrique diffère d'une centrale thermique conventionnelle par un coût d'investissement initial (par kW) plus élevé, alors que les coûts de fonctionnement sont eux extrêmement bas, puisqu'il n'y a pas de consommation de combustibles.

L'analyse économique peut être réalisée en incluant ou non les effets de l'inflation. Travailler avec une valeur monétaire constante a l'avantage de rendre l'analyse indépendante du taux d'inflation. Les évaluations économiques ainsi faites, utilisant les principes de l'actualisation, sont plus pertinentes du point de vue économique parce qu'elles se réfèrent à un même horizon dans le temps, ce qui signifie qu'elles sont présentées dans une monnaie ayant un pouvoir d'achat constant. S'il s'avère que certains postes de dépenses évoluent à un taux d'inflation différent, ils doivent être traités avec des taux d'actualisation différenciés. Par exemple, si on considère que les tarifs de vente d'électricité du projet vont croître de deux points au dessous de l'inflation, tandis que les facteurs de coût suivent une évolution suivant le taux d'inflation retenu, il faudra alors traduire cela dans les calculs de façon différenciée.

8.2 Considérations de base

L'estimation du coût d'investissement constitue la première étape d'une évaluation économique. En première approche, l'estimation de coût peut être basée sur le coût d'un aménagement tel que calculé par IDAE (Instituto para la Diversificacion y Ahorro de Energia, Espagne), lequel, à travers sa publication « Minicentrales Hidroeléctricas »[2], analyse le coût des différents composants d'un aménagement hydroélectrique (déversoir, prise d'eau, conduite forcée, centrale, turbines et génératrices, transformateurs et lignes de transport). J. Fonkenell a également publié des évaluations de coûts pour des aménagements de basse chute[3]. Le Departamento Nacional de Aguas e Energia Electrica (DNAEE) a développé un programme informatique, FLASH, pour des études de faisabilité de petite centrale hydroélectrique[4].

Il existe des progiciels pour réaliser l'analyse économique d'un site potentiel. Des progiciels pour PC, tels que HydrA[5] et Hydrosoft[6], sont disponibles sur Internet et peuvent être téléchargés. Quelques-uns sont limités à des régions particulières ou des pays tandis que d'autres sont plus génériques. Le RETScreen Pre-feasibility Analysis Software[7] est un outil générique, disponible gratuitement avec un manuel d'utilisateur on-line. Il permet d'effectuer une évaluation préliminaire de la production d'énergie annuelle, des coûts et de la viabilité financière de projets. Le bureau d'études français ISL a mis sur pied avec le soutien de l'ADEME un outil informatique d'évaluation des coûts et de la rentabilité des projets, avec le logiciel PEACH.

Alors que l'identification du potentiel technique d'un site est primordiale, la clé d'un développement de projet réussi est une analyse économique qui fournit en premier lieu une estimation précise du coût d'investissement. Un aspect essentiel est le coût estimé du kW du site.

Figure 8.132 : Coût spécifique des capacités installées en Euros/kW, en fonction de la chute (mètres)

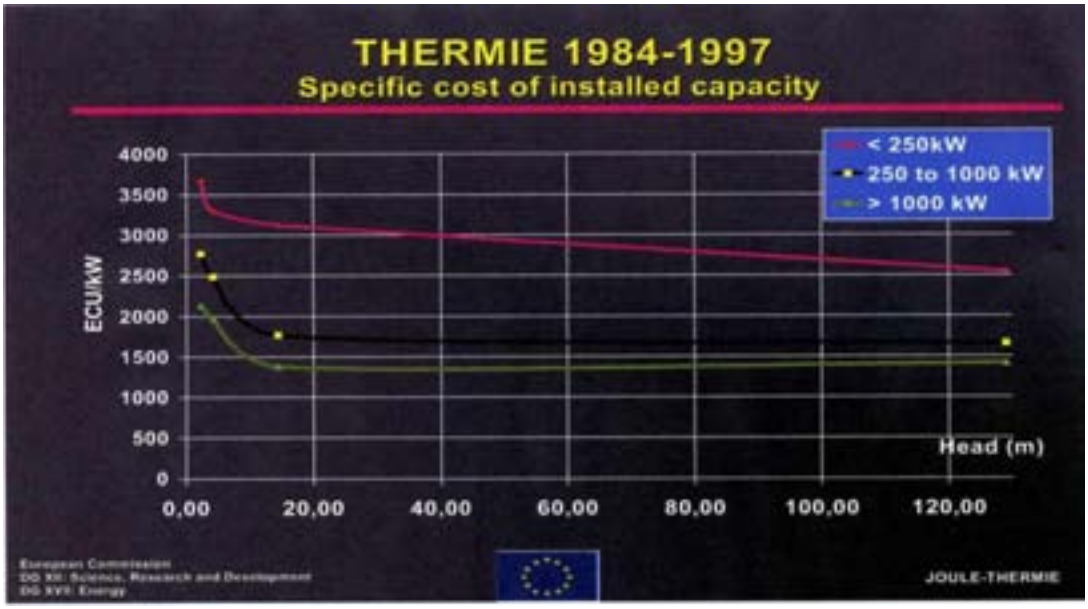
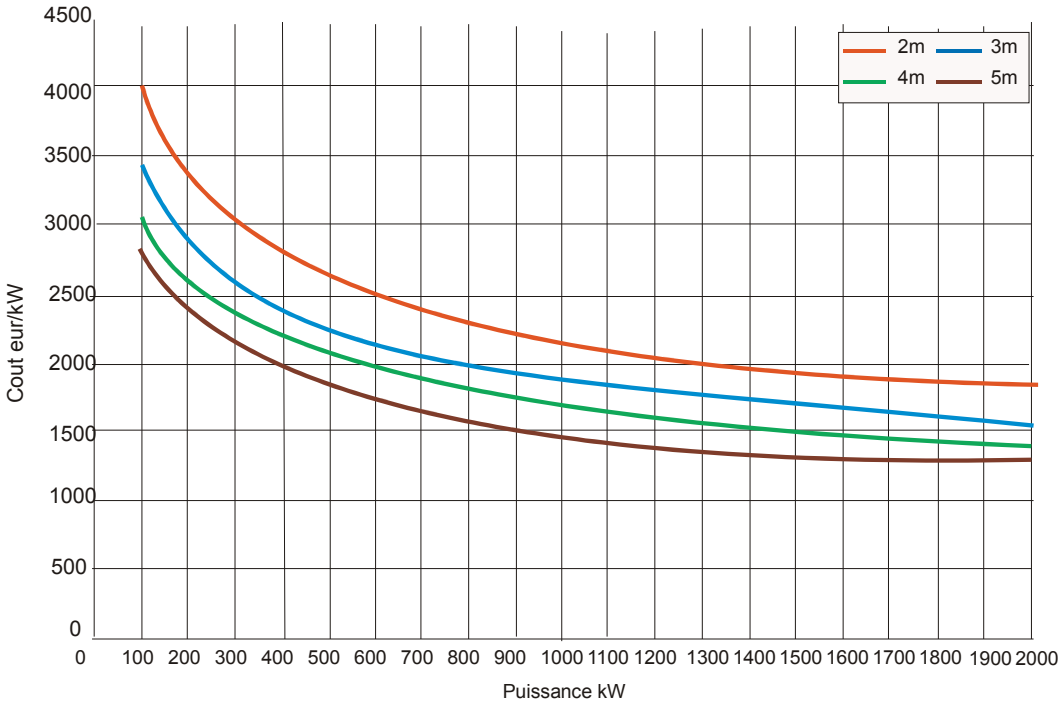


Figure 8.133 : Coûts d'investissement par capacité installée pour des hauteurs de chutes données



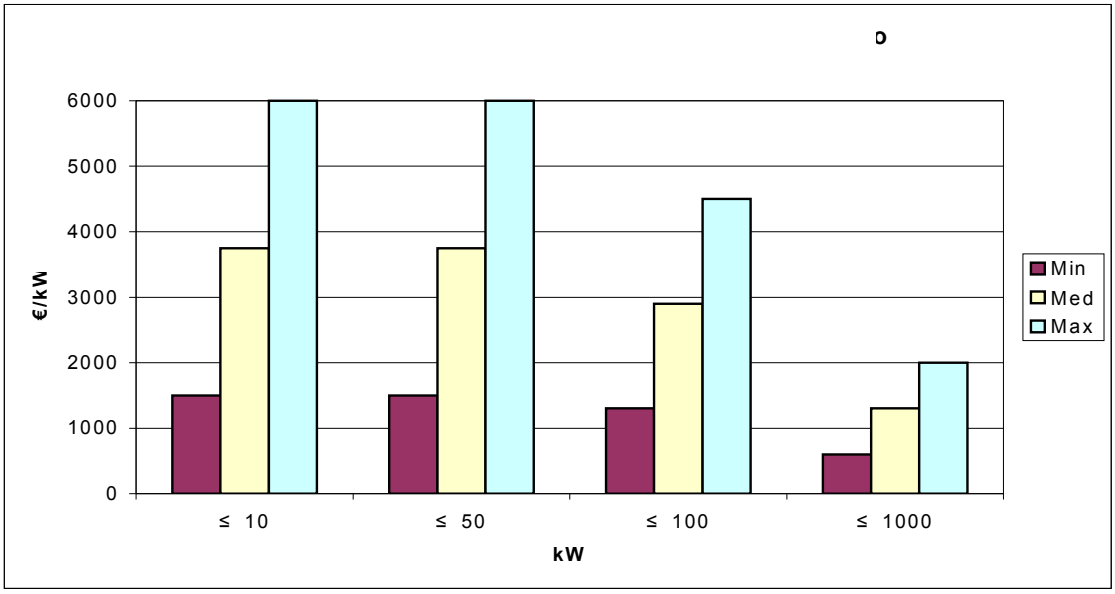
Dans sa communication à HIDROENERGIA 97 sur le programme THERMIE, H. Pauwels de la DG TREN, l'a démontré. Il traduit les données issues de centrales connues dans le cadre du

programme THERMIE en un coût d'investissement en €/kW installé pour différentes catégories de centrales (paramètres : puissances installées et hauteurs de chutes). Sans surprise, deux caractéristiques ressortent clairement de ce travail représenté par la figure 8.1 ci-dessous : les coûts augmentent lorsque la hauteur de chute diminue et, de manière similaire, lorsque la puissance installée (kW) de la centrale diminue. En conclusion, les petits aménagements (moins de 250 kW), et/ou de basse chute (moins de 15 m) représentent les coûts les plus élevés.

Egalement présenté à HIDROENERGIA 97 à partir du progiciel Hydrosoft, un ensemble de courbes corrélant le coût d'investissement en €/kW à la capacité installée (entre 100 kW et 10 MW) pour des aménagements de basse chute (2, 3, 4 et 5 m de chute) a été tracé et est présenté à la figure 8.2.

Des chiffres plus récents émanant de ESTIR[8] en décembre 2002, estiment l'évolution des coûts d'investissement des petites centrales hydroélectriques en fonction de la capacité installée en kW (la hauteur de chute n'est pas prise en compte). Ces coûts sont classés pour différentes catégories de puissance installée et sont représentés ci-dessous (figure 8.3).

Figure 8.134 : Coûts d'investissements « clefs en main » selon ESTIR pour les petites centrales hydroélectriques (minima, moyens et maxima)



D'après ces données, pour les puissances installées les plus faibles, les coûts d'investissement pour les centrales hydroélectriques peuvent monter jusqu'à 6 000 €/kW dans les cas extrêmes.

Toutefois, au delà d'une évaluation de coût d'investissement d'une centrale, essentielle pour lancer l'analyse économique, il est nécessaire, dans une seconde étape, de réaliser une étude de faisabilité permettant une analyse complète des éléments de coûts et de production (productible). A partir de cette étude préliminaire, les coûts des composants pourront faire l'objet de consultations auprès des fournisseurs. Ces prix ne pourront être considérés comme fermes qu'au moment de l'établissement de spécifications détaillées et des dates de livraison, c'est-à-dire dans le cadre de l'étape d'ingénierie détaillée finale précédant l'étape de réalisation de la centrale.

Dans le cas d'une centrale connectée au réseau, les coûts de réalisation de la ligne de raccordement au poste source doivent être inclus, car en application des dispositions nationales en vigueur, cette

ligne, bien qu'elle soit dans certains cas la propriété de l'opérateur du réseau électrique, est construite au frais du promoteur de PCH (Petites Centrales Hydrauliques). Une centrale proche du point de raccordement au réseau sera toujours moins coûteuse que celle installée loin de celle-ci. Le même raisonnement peut être appliqué aux lignes téléphoniques. Dans une centrale sans supervision, une ligne de téléphone pour transmettre les signaux de télémétrie et d'alarme est fréquemment utilisée bien qu'occasionnellement, il puisse être plus économique d'utiliser la ligne de transport électrique elle-même pour établir un lien pour la transmission des données. L'utilisation du réseau de téléphone cellulaire digital est également possible, en supposant qu'il y ait une couverture suffisante pour établir la connexion.

8.3 Principes d'actualisation des valeurs monétaires

La notion d' « actualisation des valeurs monétaires » traduit le fait qu'un € perçu aujourd'hui vaut plus qu'un € perçu dans le futur, parce qu'un € perçu aujourd'hui peut être investi. La valeur de l'argent dans le temps prend en compte la durée en temps considérée pour le calcul économique et le taux d'actualisation proposé.

Une analyse de projet prend en compte les recettes et les dépenses réalisées sur sa durée de vie. Dans toute analyse économique, il existe toujours deux variables, le taux de l'argent et le temps. Une certaine quantité d'argent payée ou reçue à un moment donné (i) a une valeur différente si elle est payée ou reçue à un moment différent (j). L'expression « valeur actualisée » correspond à la valeur actuelle d'une quantité future d'argent ou d'une recette, évaluées avec un taux d'actualisation donné. Pour déterminer la valeur actualisée (VA) d'une future quantité d'argent ou d'une valeur future (VF), à un taux d'actualisation « r », pour un nombre d'années "n", la formule suivante est utilisée:

$$VA_0 = \frac{VF_n}{(1+r)^n} = \frac{1}{(1+r)^n} \cdot VF_n \qquad (8.1)$$

Le terme $1 / (1+r)^n$ est appelé « coefficient d'actualisation ». Le tableau 8.1 donne la valeur de ce facteur pour différents taux d'actualisation et en fonction du temps. Par conséquent, pour un taux d'actualisation r, le coût C_n (ou le bénéfice B_n), payé ou perçu l'année n, se traduit par un coût actualisé Co calculé suivant l'équation suivante :

$$C_0 = \left[\frac{1}{(1+r)^n}\right] C_n \qquad (8.2)$$

La fraction à l'intérieur des crochets est le « coefficient d'actualisation ». Pour calculer la valeur actualisée d'une somme donnée si elle est perçue, ou déboursée à un moment différent, la formule ci-dessus peut être utilisée : le coefficient d'actualisation est donné sur la colonne gauche du tableau 8.1 et doit être multiplié par la somme considérée. Par exemple, si le taux d'actualisation est de 8%, un bénéfice de € 1500 perçu l'année 5 équivaut à la valeur de €1020.9 l'année To.

$$\left[\frac{1}{(1+0.08)^5}\right] 1\,500 = €1\,020.9$$

Par cette méthode, le flux de trésorerie ou cash flow généré à différents moments peut être donc être converti sur une base commune. Sur le tableau 8.1, les « coefficients d'actualisation » sont calculés à partir de la formule d'actualisation pour différents horizons de temps et taux d'actualisation : r. L'unité de temps peut être une année, un trimestre, un mois etc. et le taux d'actualisation correspondant à ces périodes de temps (si r est le taux d'actualisation annuel) sera de r/4 pour un trimestre et r/12 pour un mois.

Sur les bases de ce concept d'actualisation, les investisseurs peuvent calculer la valeur actualisée du produit de la vente d'électricité d'une PCH. Bien que le coefficient d'actualisation puisse être utilisé pour le calcul année par année, il est commode de définir un second facteur dans le but d'accélérer le calcul sur les bases de la recette annuelle encaissée. Cette recette présentée comme une « annuité » se traduit par une série de valeurs égales sur la durée de vie du projet. Le facteur a_n, égal à la somme des coefficients d'actualisation (ν) permet ainsi de simplifier le calcul :

$$a_n = v^1 + v^2 + v^3 + \ldots + v^n$$

Il peut être démontré que :

$$a_n = \frac{1 - v_n}{r} = \frac{(1+r)^n - 1}{r(1+r)^n} = \frac{1 - (1+r)^{-n}}{r} \qquad (8.3)$$

Si « C » est la recette annuelle reçue et « PVA » la valeur actualisée globale prenant en compte l'ensemble des annuités reçues avec le taux d'actualisation r, la formule suivante donne le résultat final pour le calcul de la recette actualisée totale:

$$PVA_n = C\left[\sum_{t=1}^{n} \frac{1}{(1+r)^t}\right] = C\frac{1 - \frac{1}{(1+r)^n}}{r} = C\frac{1-(1+r)^{-n}}{r} = C * a_n \qquad (8.4)$$

La notion de valeur actualisée permet d'évaluer le montant des recettes liées aux ventes annuelles de la PCH pour l'investisseur. Avec un prix de vente du kWh de 4 € cts et une production annuelle de 1 000 000 kWh, la recette par an (annuité) est de 4 000 €. Quelle sera la valeur de ces recettes sur 10 ans à présent avec un taux d'actualisation de 8 % pour l'investisseur ? A nouveau, en appliquant la formule 8.4 et le tableau 8.1, on obtient :

$$PVA_{10} = 4000\,\frac{1 - \frac{1}{(1+0.08)^{10}}}{0.08} = 4000 * 6.7101 = 26840.4€$$

Tableau 8.28 : Coefficient d'actualisation pour différentes périodes n et un taux d'actualisation r

	Paiement unique				Séries de paiement de même valeur			
n/r	6 %	8 %	10 %	12 %	6 %	8 %	10 %	12 %
1	0,9434	0,9259	0,9091	0,8929	0,9434	0,9259	0,9091	0,8929
2	0,8900	0,8573	0,8264	0,7972	1,8334	1,7833	1,7355	1,6901
3	0,8396	0,7938	0,7513	0,7118	2,6730	2,5771	2,4869	2,4018
4	0,7921	0,7350	0,6830	0,6355	3,4651	3,3121	3,1699	3,0373
5	0,7473	0,6806	0,6209	0,5674	4,2124	3,9927	3,7908	3,6048
6	0,7050	0,6302	0,5645	0,5066	4,9173	4,6229	4,3553	4,1114
7	0,6651	0,5835	0,5132	0,4523	5,5824	5,2064	4,8684	4,5638
8	0,6274	0,5403	0,4665	0,4039	6,2098	5,7466	5,3349	4,9676
9	0,5919	0,5002	0,4241	0,3606	6,8017	6,2469	5,7590	5,3282
10	0,5584	0,4632	0,3855	0,3220	7,3601	6,7101	6,1446	5,6502
11	0,5268	0,4289	0,3505	0,2875	7,8869	7,1390	6,4951	5,9377
12	0,4970	0,3971	0,3186	0,2567	8,3838	7,5361	6,8137	6,1944
13	0,4688	0,3677	0,2897	0,2292	8,8527	7,9038	7,1034	6,4235
14	0,4423	0,3405	0,2633	0,2046	9,2950	8,2442	7,3667	6,6282
15	0,4173	0,3152	0,2394	0,1827	9,7122	8,5595	7,6061	6,8109
16	0,3936	0,2919	0,2176	0,1631	10,1059	8,8514	7,8237	6,9740
17	0,3714	0,2703	0,1978	0,1456	10,4773	9,1216	8,0216	7,1196
18	0,3503	0,2502	0,1799	0,1300	10,8276	9,3719	8,2014	7,2497
19	0,3305	0,2317	0,1635	0,1161	11,1581	9,6036	8,3649	7,3658
20	0,3118	0,2145	0,1486	0,1037	11,4699	9,8181	8,5136	7,4694
21	0,2942	0,1987	0,1351	0,0926	11,7641	10,0168	8,6487	7,5620
22	0,2775	0,1839	0,1228	0,0826	12,0416	102007	8,7715	7,6446
23	0,2618	0,1703	0,1117	0,0738	12,3034	10,3711	8,8832	7,7184
24	0,2470	0,1577	0,1015	0,0659	12,5504	10,5288	8,9847	7,7843
25	0,2330	0,1460	0,0923	0,0588	12,7834	10,6748	9,0770	7,8431
26	0,2198	0,1352	0,0839	0,0525	13,0032	10,8100	9,1609	7,8957
27	0,2074	0,1252	0,0763	0,0469	13,2105	10,9352	9,2372	7,9426
28	0,1956	0,1159	0,0693	0,0419	13,4062	11,0511	9,3066	7,9844
29	0,1846	0,1073	0,0630	0,0374	13,5907	11,1584	9,3696	8,0218
30	0,1741	0,0994	0,0573	0,0334	13,7648	11,2578	9,4269	8,0552
31	0,1643	0,0920	0,0521	0,0298	13,9291	11,3498	9,4790	8,0850
32	0,1550	0,0852	0,0474	0,0266	14,0840	11,4350	9,5264	8,1116
33	0,1462	0,0789	0,0431	0,0238	14,2302	11,5139	9,5694	8,1354
34	0,1379	0,0730	0,0391	0,0212	14,3681	11,5869	9,6086	8,1566
35	0,1301	0,0676	0,0356	0,0189	14,4982	11,6546	9,6442	8,1755
36	0,1227	0,0626	0,0323	0,0169	14,6210	11,7172	9,6765	8,1924
37	0,1158	0,0580	0,0294	0,0151	14,7368	11,7752	9,7059	8,2075
38	0,1092	0,0537	0,0267	0,0135	14,8460	11,8289	9,7327	8,2210
39	0,1031	0,0497	0,0243	0,0120	14,9491	11,8786	9,7570	8,2330
40	0,0972	0,0460	0,0221	0,0107	15,0463	11,9246	9,7791	8,2438

8.4 Méthodes d'évaluation économique

La méthode du temps de retour actualisé est la plus facile à mettre en oeuvre, cependant la plupart des experts comptables préfèrent utiliser la « valeur actuelle nette » et le taux de rentabilité interne (TRI). Ces méthodes prennent en compte la valeur temporelle de l'argent.

Lorsque l'on compare différents projets, la méthode la plus rapide d'évaluation est de calculer le ratio exprimant le coût d'investissement total par kW installé de chaque projet ou le ratio exprimant le coût d'investissement total par MWh produit. Cette première approche ne détermine pas la rentabilité d'un aménagement donné, la recette n'étant pas prise en compte mais constitue une façon rapide d'évaluer un ou plusieurs projets.

8.4.1 Méthodes "statiques"

8.4.1.1 Méthode du temps de retour brut sur investissement

La méthode du **temps de retour brut sur investissement** détermine le nombre d'années requis pour couvrir le capital investi grâce aux recettes nettes dégagées par le projet. Le nombre d'années requis est appelé le temps de retour brut, ou temps de recouvrement. Le calcul est réalisé comme suit:

Temps de retour = coût d'investissement / recette nette annuelle

Ce ratio néglige généralement le coût d'accès au capital. Le coût d'accès au capital exprime le gain financier espéré en utilisant les ressources financières mobilisées par le projet sur un placement financier alternatif. Les coûts d'investissement liés au projet de petite hydroélectricité sont bien circonscrits en principe (génie civil, équipement électrique et ouvrages hydrauliques) tout comme les recettes annuelles nettes attendues de la vente de l'électricité produite, après déduction des coûts de fonctionnement et de maintenance. Pour que le projet de petite centrale hydroélectrique soit considéré comme rentable le temps de retour ne doit pas excéder, en règle générale, 7 ans.

Toutefois, cette méthode de calcul du temps de retour ne permet pas la sélection de différentes solutions techniques pour un site donné ou de faire un choix entre différents projets qui peuvent être développés par le même promoteur. En fait, cette approche simplifiée ne met pas évidence la notion de marge brute d'autofinancement et ne mesure donc pas le rendement de l'investissement sur sa vie entière (20 ans ou 30 ans voir plus).

En principe, les projets avec des temps de retour très courts expriment la possibilité de reconstituer les fonds propres rapidement ; ils sont par conséquent moins risqués pour l'investisseur ou les banques qui mettent à disposition des financements de moyen et long terme.

Pour l'investisseur, lorsque l'on utilise cette méthode d'évaluation économique, il est facile de sélectionner le projet qui va rembourser rapidement les emprunts et reconstituer les fonds propres.

8.4.1.2 Méthode de retour sur investissement (rentabilité)

Le retour sur investissement (RSI) calcule les bénéfices annuels moyens, nets des coûts annuels, tels que les coûts d'amortissement, et s'exprime comme un pourcentage de la valeur comptable d'origine de l'investissement :

RSI = (recette nette annuelle – coûts annuels)/coûts d'investissement × 100

Pour cette formule, les frais d'amortissement sont calculés très simplement, en utilisant la méthode de l'amortissement constant :

Frais d'amortissement = (investissement – valeur finale) / durée de vie

Utiliser le RSI peut apporter une estimation rapide des profits nets du projet, et peut fournir une base pour la comparaison de différents projets en concurrence. Avec cette méthode d'analyse, les recettes sur la durée de vie utile totale du projet sont considérées (à l'inverse de la méthode du temps de retour sur investissement, qui prend en compte uniquement la période pour récupérer l'investissement original). Toutefois, la méthode RSI utilise des données de bénéfice plutôt que de cash flow (ou flux de trésorerie) et elle ignore complètement la valeur temporelle de l'argent. Pour

cela, la valeur actualisée du projet, tout comme son taux de rentabilité interne doivent être considérés.

8.4.2 Méthodes "dynamiques"

Ces méthodes d'analyse financière prennent en considération les coûts totaux et les bénéfices sur la vie de l'investissement et la détermination des recettes dans le temps.

8.4.2.1 Méthode de valeur actuelle nette (VAN)

La méthode de type VAN permet le classement de propositions diverses d'investissements. La valeur actuelle nette est égale à la valeur actuelle des recettes futures, actualisée à un coût d'accès au capital (taux d'actualisation), diminuée de la valeur actuelle du coût d'investissement. La différence entre les recettes et les dépenses, à un taux d'actualisation périodique fixe, est la valeur actuelle nette (VAN) de l'investissement.

Elle résulte des étapes suivantes :

1. Calcul des recettes nettes attendues (souvent par an) qui sont fonction de la nature de l'investissement.
2. Soustraire les coûts annuels des recettes annuelles en ajustant les taux d'intérêt en fonction du temps et du risque pour obtenir la Valeur Actuelle "recettes moins coûts actualisés"
3. Soustraire les investissements initiaux donnant la Valeur Actuelle Nette (VAN) sur la durée de vie du projet.

Par conséquent, la valeur actuelle nette est une quantité qui exprime la valeur d'un investissement, en termes monétaires actuels, c'est-à-dire le cash flow (ou flux de trésorerie) ramené au temps présent. Un projet doit uniquement être considéré si la VAN est positive.

En considérant que le cash flow (ou flux de trésorerie) soit réparti sur des intervalles annuels, le premier survient à la fin de la première année suivant la mise en service des installations, les suivants à la fin des périodes annuelles suivantes, la formule pour calculer la VAN est la suivante :

$$VAN = \sum_{i=1}^{i=n} \frac{R_i - (I_i + O_i + M_i)}{(1+r)^i} + V_r \qquad (8.5)$$

Où,
I_i = Investissement à la période i
R_i = Recettes à la période i
O_i = Coûts d'exploitation à la période i
M_i = Coûts de maintenance à la période i
V_r = Valeur résiduelle de l'investissement sur sa durée de vie, où la vie de l'équipement excède la durée de vie de fonctionnement de la centrale
r = taux d'actualisation périodique, où la période est l'année ou le trimestre
n = nombre d'années pris en compte (durée de vie), par exemple des années, des trimestres, des mois, etc.

Le calcul est habituellement réalisé sur une période de trente ans ; en raison des techniques d'actualisation utilisées dans cette méthode, les recettes et les dépenses des années les plus éloignées deviennent négligeables.

Différents projets peuvent être classés par rapport à la VAN calculée. Les projets pour lesquels la VAN est négative sont rejetés, leurs bénéfices escomptés durant la durée de vie du projet étant insuffisants pour couvrir les flux financiers initiaux. Parmi les projets ayant une VAN positive, les meilleurs sont ceux ayant la VAN la plus élevée.

Les résultats de VAN sont relativement sensibles au taux d'actualisation, et une erreur dans la sélection du taux peut altérer ou même inverser le classement des projets. Le taux d'actualisation peut modifier sensiblement l'évaluation ; il doit être choisi soigneusement. Pour un promoteur indépendant, le taux d'actualisation va lui permettre de choisir entre investir dans un projet de petite centrale hydroélectrique ou garder ses économies en banque. Le taux d'actualisation, dépendant du taux d'inflation, varie habituellement entre 5 % et 12 %.

Si les recettes nettes sont constantes dans le temps (séries uniformes), leur valeur actualisée est donnée par l'équation (8.3).

L'utilisation d'un taux d'actualisation constant lors du calcul de VAN[9] ne fait pas l'unanimité. Une théorie économique récente suggère l'utilisation d'un taux d'actualisation dégressif, plus appropriée aux projets de long terme (ceux d'une durée de vie de plus de trente ans et en particulier pour les projets d'infrastructures). On peut citer en exemple : la prise en compte des changements climatiques, la construction d'une centrale électrique et l'investissement d'une infrastructure de long terme, comme les routes et les chemins de fer. L'exemple du changement climatique est assez représentatif ; en effet les bénéfices dus aux faibles émissions, deviennent apparents dans un futur lointain. Lorsque l'on utilise un taux d'actualisation constant, ces bénéfices lointains sont escomptés à un zéro virtuel amenant une petite rémunération, alors que le taux d'actualisation dégressif met l'accent sur les bénéfices futurs.

Pour résumer, l'utilisation des taux d'actualisation dégressifs met l'accent sur les coûts et les bénéfices dans un futur lointain. Les opportunités d'investissement avec des bénéfices non nuls au fil du temps font apparaître les projets de longue durée comme plus attractifs.

8.4.2.2 Rapport bénéfice-coût

La méthode de bénéfice-coût (ou enrichissement relatif en capital) compare la valeur actuelle des bénéfices de la centrale et les investissements. Elle compare les flux des recettes avec le flux des dépenses. Les projets ayant un rapport inférieur à 1 sont généralement écartés. Le ratio $R_{b/c}$ est le suivant :

$$R_{b/c} = \frac{\sum_{0}^{n} \frac{R_n}{(1+r)^n}}{\sum_{0}^{n} \frac{(I_n + M_n + O_n)}{(1+r)^n}} \qquad (8.6)$$

Où les paramètres sont les mêmes que dans (8.5)

8.4.2.3 Taux de rentabilité interne (TRI)

La méthode du taux de rentabilité interne (TRI) permet de prendre en compte la valeur temporelle de l'argent. Elle détermine principalement le taux d'intérêt qui équilibre, sur la durée du projet prise

en compte, les recettes et dépenses correspondantes calculées annuellement. Une fois le TRI connu, il peut être comparé aux taux correspondants à d'autres projets ou investissements.

Si le taux de rentabilité interne est inférieur au taux de l'emprunt utilisé pour le projet, le projet entraînera une perte d'argent. De plus, un promoteur insistera généralement sur le fait que, pour qu'un projet soit rentable, le TRI doit être *supérieur* au coût de l'emprunt, d'au moins quelques points (de pourcentage), afin de compenser le risque, le temps, et les problèmes associés à tout projet.

Le choix entre différents projets s'effectue généralement en sélectionnant le taux de rentabilité interne le plus élevé.

Généralement le taux de rentabilité interne est défini par itération : le cash flow (ou flux de trésorerie) net sur la durée de vie du projet est calculé pour différents taux d'actualisation jusqu'à ce que sa valeur soit réduite à zéro. Les tableurs utilisent une série d'approximations pour calculer le taux de rentabilité interne. Les exemples suivants montrent comment appliquer ces méthodes à un aménagement hypothétique de petite centrale hydroélectrique :

8.4.3 Exemples

8.4.3.1 Exemple A

Capacité installée : 4 929 kW
Productible annuelle estimée : 15 750 MWh
Recette annuelle de la première année : 1 005 320 €

Il est supposé que le prix de l'électricité va augmenter chaque année d'un point de moins que le taux d'inflation.
Le coût estimé du projet (en €) est comme suit :

1. Etude de faisabilité	6 100
2. Maîtrise d'œuvre	151 975
3. Génie civil	2 884 500
4. Equipement électromécanique	2 686 930
5. Installation	686 930
Sous-total	6 416 435
Dépenses non prévues (3 %)	192 493
Investissement total	6 608 928 €

Le coût d'investissement par kW installé est égal à 6 608 928 / 4 929 = 1 341 €/kW. Le coût d'investissement annuel du MWh produit est de 420 € / MWh. Le coût de fonctionnement et maintenance par an, estimé à 4 % de l'investissement total, est de 264 357 €.

Tableau 8.29 : Analyse de la marge brute d'autofinancement

(MO : Coûts de maintenance et d'exploitation)

Coût d'investissement	**Coûts MO**	**Taux d'actualisation- r**	**Durée de vie – n**
6 608 928 €	**264 357 €**	**8 %**	**35 ans.**

Année	Investissement	Recettes	MO	Cash flow	Cash flow cumulé
-4	82 087			- 82 087	- 82 087
-3	75 988			- 75 988	- 158 075
-2	3 074 165			- 3 074 165	- 3 232 240
-1	3 376 688			- 3 376 688	- 6 608 928
0		1 005 320	264 357	740 963	- 5 867 965
1		995 267	264 357	730 910	- 5 137 055
2		985 314	264 357	720 957	- 4 416 098
3		975 461	264 357	711 104	- 3 704 995
4		965 706	264 357	701 349	- 3 003 645
5		956 049	264 357	691 692	- 2 311 953
6		946 489	264 357	682 132	- 1 629 821
7		937 024	264 357	672 667	- 957 155
8		927 654	264 357	663 297	- 293 858
9		918 377	264 357	654 020	360 162
10		909 193	264 357	644 836	1 004 998
11		900 101	264 357	635 744	1 640 743
12		891 100	264 357	626 743	2 267 486
13		882 182	264 357	617 832	2 885 318
14		873 368	264 357	609 010	3 494 329
15		864 634	264 357	600 277	4 094 605
16		855 988	264 357	591 630	4 686 236
17		847 428	264 357	583 071	5 269 306
18		838 953	264 357	574 596	5 843 903
19		830 564	264 357	566 207	6 410 109
20		822 258	264 357	557 901	6 968 010
21		814 036	264 357	549 679	7 517 689
22		805 895	264 357	541 538	8 059 227
23		797 836	264 357	533 479	8 592 706
24		789 858	264 357	525 501	9 118 207
25		781 959	264 357	517 602	9 635 809
26		774 140	264 357	509 783	10 145 592
27		766 398	264 357	502 041	10 647 633
28		758 734	264 357	494 377	11 142 011
29		751 147	264 357	486 790	11 628 800
30		743 636	264 357	479 278	12 108 079
31		736 199	264 357	471 842	12 579 921
32		728 837	264 357	464 480	13 044 401

Dans cette analyse, il est supposé que le projet est développé sur 4 ans. La première année sera consacrée à l'étude de faisabilité et à la demande d'autorisation. Ensuite, à la fin de la première année, le coût de l'étude de faisabilité et la moitié du coût de la maîtrise d'œuvre du projet seront facturés. A la fin de la deuxième année, l'autre moitié du coût de conception et de management du projet sera décaissé. A la fin de la troisième année, 60 % du génie civil sera terminé et 50 % de l'équipement électromécanique sera payé. A la fin de la quatrième année, toute la conception est terminée et payée. L'aménagement est mis en service à la fin de la quatrième année et devient opérationnel au début de la cinquième année (année zéro). Les recettes d'électricité augmentent et les coûts de maintenance et d'exploitation (ou coûts MO) sont calculés à la fin de chaque année. Les prix de l'électricité augmentent d'un point de moins que le taux d'inflation. La durée de validité du droit d'eau a été fixée à 35 ans, en commençant à partir du début de la deuxième année (année – 2).

Le taux d'actualisation est de 8 % et la valeur résiduelle est nulle. Le tableau 8.2 montre le cash flow (ou flux de trésorerie) le long de la durée de vie du projet.

Valeur actuelle nette (VAN)
L'équation (8.5) peut être présentée comme ci-dessous :

$$VAN = \sum_{t=4}^{36} \frac{R_t - (O_t + M_t)}{(1+r)^t} - \sum_{t=0}^{3} \frac{I_t}{(1+r)^t}$$

Pour calculer l'équation ci-dessus, on doit prendre en considération que R_t varie chaque année en raison du changement du prix de l'électricité. En calculant l'équation manuellement ou en utilisant la valeur VAN à partir d'un tableur, la VAN obtenue est: 444 803 €.

Taux interne de rentabilité (TRI)
Le TRI est calculé en utilisant un processus de calcul itératif, différents taux d'actualisation correspondant à une VAN = 0, ou un tableur.

VAN utilisant r = 8 % VAN = 444 803

VAN utilisant r = 9 % VAN = - 40 527 €
En suivant l'itération et le calcul de VAN, le taux d'actualisation r est de 8,91 % pour une VAN égale à zéro et par conséquent le TRI est de 8,91 %.

Rapport bénéfice / Coût ($R_{b/c}$) (ou enrichissement relatif en capital)
A la 35ième année, la VAN des recettes est de 8 365 208 € et la VAN des coûts est de 7 884 820 €. Cela donne :

$R_{b/c}$ = 1,061

En faisant varier les hypothèses, on peut vérifier la sensibilité des paramètres. Les tableaux 8.3 et 8.4 représentent respectivement la VAN et le $R_{b/c}$ (pour rapport bénéfice / coût) correspondant à l'exemple A, pour différentes durées de vie et différents taux d'actualisation.

Tableau 8.30 : VAN en fonction du taux d'actualisation (r) et de la durée de vie (An)

An/r	6 %	8 %	10 %	12 %
25	1 035 189	21 989	- 668 363	- 1 137 858
30	1 488 187	281 347	- 518 242	- 1 050 050
35	1 801 647	444 803	- 431 924	- 1 003 909

Tableau 8.31 : $R_{b/c}$ en fonction du taux d'actualisation (r) et de la durée de vie (An)

An/r	6 %	8 %	10 %	12 %
25	1,153	1,020	0,906	0,811
30	1,193	1,050	0,930	0,830
35	1,215	1,061	0,933	0,828

Les résultats financiers dépendent beaucoup du prix de l'électricité. Le tableau 8.1.5 donne les valeurs VAN, $R_{b/c}$ et TRI pour différents tarifs – 35 % et 25 % inférieurs et 15 % et 25 % supérieurs à ceux supposés dans l'exemple A

Tableau 8.1.32 : VAN, $R_{b/c}$ et TIR pour différents tarifs (où r est de 8 % et la période de 35 ans)

	65 %	75 %	100 %	115 %	125 %
VAN	- 2 266 144	- 1 491 587	44 803	1 606 638	2 381 194
$R_{B/C}$	0,690	0,796	1,061	1,220	1,326
TRI	2,67 %	4,68 %	8,91 %	11,16 %	12,60 %

8.4.3.2 Exemple B

Tableau 8.33 : Exemple B – Cash flow (ou flux de trésorerie) annuel pour un investissement financé par emprunt

Investissement - €	Coûts MO - €	Taux d'actualisation	Durée de vie - t	Prêt bancaire	Terme du crédit - ans	Intérêts sur crédit	VAN	$R_{b/c}$	TRI
6 608 928	264 357	8 %	35 ans	4 515 599	12	10 %	208 208	1,061	8,72 %

An	Investissement	Prêt bancaire	Investissement de l'investisseur	Remboursement principal	Résidu principal	Intérêts sur crédit	Recettes	O&M	Cash flow de l'investisseur	Cash flow cumulé
- 4	- 82 087								- 82 087	- 82 087
- 3	- 75 988								- 75 988	- 158 075
- 2	- 3 074 165	- 2 151 916	- 922 249	0	- 2 151 916				- 922 249	- 1 080 324
- 1	- 3 376 688	- 2 363 683	- 2 363 683	0	- 4 515 599	- 215 192		- 264 357	- 1 013 005	- 2 093 329
0				0	- 4 515 599	- 451 560	1 005 320	- 264 357	289 403	- 1 803 926
1				- 135 023	- 4 380 576	- 451 560	995 267	- 264 357	144 327	- 1 659 599
2				- 296 835	- 4 083 741	- 438 058	985 314	- 264 357	- 13 936	- 1 673 535
3				- 326 519	- 3 757 222	- 408 374	975 461	- 264 357	- 23 789	- 1 697 324
4				- 359 171	- 3 398 051	- 375 722	965 706	- 264 357	- 33 544	- 1 730 868
5				- 395 088	- 3 002 963	- 339 805	956 049	- 264 357	- 43 201	- 1 774 069
6				- 434 596	- 2 568 367	- 300 296	946 489	- 264 357	- 52 761	- 1 826 829
7				- 478 056	- 2 090 311	- 256 837	937 024	- 264 357	- 62 226	- 1 889 055
8				- 525 862	- 1 564 449	- 209 031	927 654	- 264 357	- 71 597	- 1 960 652
9				- 578 448	- 986 001	- 156 445	918 377	- 264 357	- 80 873	- 2 041 525
10				- 636 293	- 349 708	- 98 600	909 193	- 264 357	- 90 057	- 2 131 582
11				- 349 708	0	- 34 971	900 101	- 264 357	251 066	- 1 880 516
12							891 100	- 264 357	626 743	- 1 253 773
13							882 189	- 264 357	617 832	- 635 940
14							873 368	- 264 357	609 010	- 26 930
15							864 634	- 264 357	600 277	573 347
16							855 988	- 264 357	591 630	1 164 977
17							847 428	- 264 357	583 071	1 748 048
18							838 953	- 264 357	574 596	2 322 644
19							830 564	- 264 357	566 207	2 888 851
20							822 258	- 264 357	557 901	3 446 752
21							814 036	- 264 357	549 679	3 996 430
22							805 895	- 264 357	541 538	4 537 968
23							797 836	- 264 357	533 479	5 071 448
24							789 858	- 264 357	525 501	5 596 948
25							781 959	- 264 357	517 602	6 114 551
26							774 140	- 264 357	509 783	6 624 333
27							766 398	- 264 357	502 041	7 126 375
28							758 734	- 264 357	494 377	7 620 752
29							751 147	- 264 357	486 790	8 586 820
30							743 636	- 264 357	479 278	9 058 662
31							736 199	- 264 357	471 842	9 523 142
32							728 837	- 264 357	464 480	

Calculer le cash flow (ou flux de trésorerie) annuel si l'investissement est financé avec les hypothèses suivantes:

- 8 % de taux d'actualisation
- durée de développement de 4 ans
- recettes et dépenses calculées à la fin de l'année
- **environ 70 % de l'investissement financé par la banque (dette senior) avec un délai de grâce de 2 ans**
- période de financement de 12 ans (prêt long terme)
- taux d'intérêt bancaire de 10 %
- durée de vie du projet de 30 ans

L'objectif du calcul donné dans le tableau 8.6 est d'illustrer un cas pratique pouvant servir de base pour l'analyse d'autres projets avec différents niveaux de recettes et différents coûts.

8.4.3.3 Analyse financière d'aménagements hydroélectriques construits en Europe

Dans le tableau 8.7, des aménagements hydroélectriques européens ont été analysés. A noter que les coûts d'investissement et les tarifs de vente de l'électricité correspondent tous les deux à la réalité en 1991, et ne reflètent pas nécessairement la situation actuelle.

Tableau 8.34 : Analyse financière d'aménagements réels en Europe

Pays		Allemagne	France	Irlande	Portugal	Espagne
Débit nominal	m^3/s	0,3	0,6	15	2	104
Hauteur de chute brute	m	47	400	3,5	117	5
Type de turbine		Francis	Pelton	Kaplan	Francis	Kaplan
Capacité installée	kW	110	1900	430	1630	5000
Coût d'investissement	€	486 500	1 297 400	541 400	1 148 000	5 578 928
Heures de fonctionnement		8 209	4 105	8 400	4 012	2 150
Production annuelle	MWh	903	7 800	3 612	6 540	15 750
Tarif	€/MWh	76,13	53,65	23,23	53,54	63,82
Recette	€/an	68 745	418 443	83 907	350 128	1 005 165
MO	€/an	19 850	51 984	25 176	22 960	157 751
MO	%	4,08	4,01	4,65	2,00	2,83
Bénéfice brut	€/an	48 895	366 459	58 731	327 168	847 414
Analyse économique						
Coût d'immobilisation	€/kW	4 423	683	1 259	704	1 116
Coût d'immobilisation	€/MWh	539	166	150	176	354
Temps de retour brut	An	9,95	3,54	9,22	3,51	6,58
VAN	€	63 374	2 649 850	115 910	2 375 270	3 739 862
TRI	%	9,37	28,23	10,33	28,49	14,99
Ratio B/C		1,15	2,72	1,16	2,82	1,64

Les montants ont été calculés en utilisant un taux d'actualisation de 8 % sur une durée de vie de 30 ans. On peut voir que les ratios d'investissement par kW installé, ou par MWh annuel produit, diffèrent beaucoup d'une centrale à l'autre. Les coûts réels de génie civil et de l'équipement électromécanique varient d'un pays à l'autre. Les exigences environnementales, affectant les coûts d'investissement, diffèrent non seulement entre les pays, mais aussi entre les régions. Les tarifs de rachat de l'électricité peuvent être cinq fois supérieurs d'un pays à l'autre.

8.5 Tarifs et primes

L'analyse économique d'un aménagement hydroélectrique serait rendue plus facile si les tarifs de l'électricité pour un MWh étaient stables dans le temps. Ce n'est pas le cas, et les données régissant les conditions de marché varient constamment. Les évolutions actuelles se traduisent par une libéralisation et une ouverture des marchés et le développement des EnR (énergies renouvelables) dans des conditions variables d'un pays à un autre. Dans le cas où des tarifs garantis ne sont pas en place (de type "feed-in tariff"), ceux-ci sont fixés entre le producteur et le fournisseur. Ces lois sont revues et modifiées fréquemment ; il est donc difficile de fournir une présentation complète de celles-ci. Les tarifs négociés au travers de contrats de vente d'électricité avec un fournisseur vont varier entre les pays et seront fortement influencés par le souci de développer le marketing de l'électricité verte (comme en Suisse par exemple). Il est par conséquent important pour le promoteur de comprendre clairement les dispositions en vigueur dans le pays d'accueil. De manière similaire, le promoteur du projet doit rechercher quelles mesures supplémentaires sont mobilisables pour le soutien du projet. Le chapitre 9 (annexe) fournit les différentes catégories de structures tarifaires et de systèmes de soutien disponibles dans l'ancienne Europe des 15. Le tableau 8.8 montre les prix courants agréés dans les différents systèmes de soutien en vigueur en 2003 dans l'Union Européenne. Ces données ont évolué dans certains cas ; il est donc prudent de vérifier au plan national si tel est le cas.

Tableau 8.35 : Prix de vente de l'électricité produite par les PCH (Petites centrales Hydrauliques) dans les pays de l'Union Européenne

Pays membre	Prix de vente au réseau (centimes d' € / kWh)
Belgique	Wallonie : 12,3 = 3,3 (Prix de marché) + 9 (Certificat vert) Flandres : 12,8 =3,3 (Prix de marché) + 9,5 (Certificat vert)
Danemark	8,48
Allemagne	7,67 (< 500 kW) 6,65 (500 kW – 5 MW)
Grèce	*Système interconnecté: 6,29 + 113/mois* *Îles non interconnectées* : 7,78
Espagne	6,49 = 3,54 (Prix de base) + 2,95 (Premium)
France	Fonctionnant avant 2001 : 7,32 + Prime de régularité de 0,75 (hiver) et 2,94 (été) Mis en service après 2001 : *PCH < 500 kW* : 8,55 + Prime de régularité jusqu'à 1,52 (hiver) et 4,52 (été) *PCH > 500 kW* : 7,69 + + prime de régularité jusqu'à 1,52 (hiver) et 4,07 (été)

Irlande	6,41 (prix moyen pondéré)
Italie	4,6 (prix d'électricité sur le marché) + 10,0 (associés aux certificats verts)
Luxembourg	3,1 (prix de marché de l'électricité) + 2,5 (prime uniquement pour les centrales au-dessous de 3 MW)
Pays-Bas	3,3 (prix de marché) + 6,8 (prime)
Autriche	Centrales anciennes 1er GWh : 5,68 1-4 GWh : 4,36 4-14 GWh : 3,63 14-24 GWh : 3,28 + 24 GWh : 3,15 Nouvelles centrales *Centrales reconstruites ayant une augmentation de production > 15 %* 1er GWh : 5,9 1-4 GWh : 4,58 4-14 GWh : 3,81 14-24 GWh : 3,44 + 24 GWh : 3,31 *Centrales reconstruites ayant une augmentation de production > 50 %* 1er GWh : 6,25 1-4 GWh : 5,01 4-14 GWh : 4,17 14-24 GWh : 3,94 + 24 GWh : 3,78
Portugal	7,2
Finlande	2,6 (prix de marché) + 0,42 prime si <1 MW + subvention couvrant 30 % du coût d'investissement
Suède	4,9 = 2,3 (niveau de certificat) + 2,6 (prix de base)
Royaume-Uni	2 (prix moyen de l'électricité sur le marché de l'électricité) + 0,38 (exonération de la taxe sur le changement climatique) 4,2 (valeur de ROC). Lorsqu'une société de distribution électrique fournit 10 % d'énergie renouvelable à ses clients, elle bénéficie des 4.2, mais si elle ne peut atteindre ce pourcentage, elle doit payer les 4.2 au

gouvernement (pénalité).

---

[1] Par Jamie O'Nians (IT Power), Gema San Bruno (ESHA), Celso Penche (ESHA) et la contribution spéciale de Katharina Krell (EUREC Agency)

[2] IDAE. Manual de Minicentrales Hidroeléctricas. Edition Especial CINCO DIAD, 1997.

[3] J. Fonkenell. Comment sélectionner une turbine pour basse chute. Proceedings HIDROENERGIA 91, AGENCE FRANCAISE POUR LA MAITRISE DE L'ENERGIE (AFME).

[4] DNAEE « APROVEITAMENTOS HIDRELETRICOS DE PEQUENE PORTE » Volume V « Avaliacao de Custos e Benificios de Pequenas Centrais Hidreletricas » Modelo FLASH, Brasilia 1987

[5] HydrA – progiciel pour PC pour l'évaluation rapide du potentiel hydroélectrique à n'importe quel endroit du RU ou de l'Espagne. Le progiciel, disponible couramment pour l'Espagne et le RU, est en train d'être développé pour d'autres pays de l'Union européenne. (Institute of Hydrology, RU, 2000, http://www.nerc-wallingford.ac.uk/ih/).

[6]. P. Fraenkel et al. "Hydrosoft: A software tool for the evaluation of low-head hydropower resources". HIDRENERGIA97 Conference Proceedings, page 380.

[7] Natural Resources, Canada: Canmet, Energy Diversification Research Lab. Le logiciel RETScreen Analysis est disponible et gratuitement téléchargeable à l'adresse Internet www.retscreen.gc.ac ou par courriel de CANMET Energy Diversification Research Lab., 1615 Lionel-Boulet PO Box 4800, Varennes PQ, Canada J3X 1S6.

[8] Scientific and Technological References Energy Technology Indicators http://www.cordis.lu/eesd/src/indicators.htm

[9] Hepburn C, (2002) Long-Run Discounting, Utilities Journal 42, Septembre

9 PROCEDURES ADMINISTRATIVES[1]

9.1 Introduction

Les procédures administratives et d'aménagement du territoire que les monteurs de projets potentiels doivent respecter constituent un des obstacles majeurs au développement des projets relatifs aux énergies renouvelables. Tout particulièrement pour les petites et moyennes entreprises (PME) qui représentent une portion significative des entreprises du secteur.

Selon la directive de l'UE 2001/77/CE (Directive E-SER), les pays membres de l'Union Européenne doivent revoir leurs cadres légaux et réglementaires concernant les procédures d'autorisation, afin de réduire les obstacles réglementaires et non réglementaires, de rationaliser et d'accélérer les procédures administratives et également de s'assurer que les règles soient transparentes et non discriminatoires. Ces règles doivent prendre en considération les caractéristiques particulières des différentes technologies utilisant les sources d'énergies renouvelables. La Directive mentionne également l'obligation des pays membres de présenter un rapport à la Commission européenne sur cette procédure de révision en définissant une action à engager. Ce rapport doit donner une vue d'ensemble du progrès réalisé dans :

- La coordination entre les différents organes administratifs impliqués, concernant les échéances, la réception et le traitement des demandes d'autorisation ;

- L'établissement de lignes conductrices pour les activités reliées aux objectifs, de manière à améliorer les procédures administratives et la faisabilité de projets d'aménagement rapides pour les producteurs d'E-SER (Electricité de Sources d'Energie Renouvelable) ;

- La désignation d'une autorité pour agir en tant que médiateur dans les conflits entre les autorités délivrant les autorisations et les demandeurs.

Sur la base des rapports des pays membres, la Commission va évaluer les meilleures pratiques pour réduire les obstacles réglementaires et non réglementaires afin d'augmenter la production d'E-SER.

Les procédures administratives diffèrent d'un pays membre à un autre et les meilleures pratiques n'ont pas encore été définies. Par conséquent une partie des procédures existantes devrait être modifiée dans les années à venir.

Afin de donner au nouveau monteur de projets de PCH des informations sur les procédures administratives qui sont nécessaires pour mettre en œuvre et faire fonctionner une PCH (Petite Centrale Hydroélectrique), ce chapitre présente les principaux types de procédures ainsi que des exemples de pays membres.

9.2 Types de procédures

La mise en œuvre d'une PCH peut être envisagée selon différents aspects :

- Production d'énergie

- Impact sur la qualité de l'eau, la flore et la faune de la rivière, et tous les aspects environnementaux

- Réglementation de la construction
- Raccordement au réseau
- Propriétés foncières
- etc.

Les différents aspects sont sous la responsabilité de différentes autorités et varient selon le pays membre, en fonction de l'organisation politique et administrative et de son implication dans le développement des sources d'énergies renouvelables.

Dans ce contexte, les procédures varient d'un pays à l'autre, mais également d'une région à l'autre. Ces procédures, qui sont loin d'être transparentes, objectives et non discriminatoires, sont dirigées par plusieurs administrations locales, très sensibles à des groupes de pression, qui multiplient le nombre des interlocuteurs, et rallongent la durée de prise de décision (jusqu'à 58 permis de différentes administrations sont nécessaires dans quelques régions d'Italie). Dans tous les pays, le projet doit être rendu public et la population peut réagir.

9.2.1 Réglementation de l'énergie – Droits d'eau

L'eau d'une rivière est utilisée pour différentes activités : irrigation, pêche, utilisation industrielle, loisirs, etc. Des règlements sont nécessaires afin de permettre le meilleur accès possible à ces multiples usages. Dans pratiquement tous les pays membres, l'eau a le statut de domaine public (en Irlande et dans certains pays nordiques, les droits de l'eau sont réglementés selon le système des droits riverains).

Les réglementations de l'utilisation des aspects énergétiques ont été développées durant le 20ème siècle avec le développement de l'électricité. Par exemple, l'Article 1 de la loi française du 16 octobre 1919 spécifie que « personne ne peut utiliser l'énergie des marées, des lacs, des cours d'eau sans une concession ou l'autorisation du pays ». Il est précisé que les plus petites centrales (< 4 500 kW, depuis 1980) sont sous un régime d'autorisation, et que les centrales de plus grande puissance sont sous un régime de concession.

La procédure est longue. En effet, l'organisme en charge des rivières doit échanger des informations avec l'administration régionale responsable de l'environnement. Dans certains pays, cela peut prendre plus de cinq ans jusqu'à l'obtention de l'autorisation. Une fois la centrale construite, les autorités compétentes doivent vérifier sur le site que les travaux sont bien conformes aux spécifications du droit d'eau. Le procès-verbal de cette visite constitue l'autorisation de faire fonctionner la centrale.

Le tableau 9.1 liste les autorités accordant le droit d'eau et la durée de validité de l'autorisation dans quelques pays de l'Union Européenne, selon des informations de 1997[3].

Tableau 9.36 : Droits pour l'utilisation de l'eau en UE-15

Pays	Droits de concession pour l'utilisation de l'eau	Durée de validité de l'autorisation
Belgique	<1 MW les provinces > 1 MW identique + Ministère de l'énergie	Indéterminée 33 à 99 ans
Danemark	Ministère de l'énergie	Indéterminée
Allemagne	Länder	30 ans
Grèce	Ministère de l'énergie	10 ans, renouvelables
Espagne	Autorité de bassin excepté pour quelques rivières en Catalogne et Galice	25 ans + 15 de grâce
France	< 4,5 préfecture de département > 4,5 Etat	En pratique jusqu'à 40 ans
Irlande	pas de nécessité. Droits riverains en vigueur	permanent
Italie	< 3 MW autorités régionales > 3 MW Ministère de l'Industrie	30 ans
Luxembourg	Ministères de l'Agriculture, des travaux publics, de l'environnement & de l'emploi + autorités locales	indéterminée
Pays-Bas	Comités nationaux et locaux des eaux	au minimum 20 ans
Autriche	< 200 kW Gouvernements locaux > 200 kW Gouvernements nationaux	habituellement 30 ans possible plus (60-90 ans)
Portugal	DRARN (Autorité Régionale pour les ressources Environnementales et Naturelles)	30 ans renouvelables
Suède	Instance juridique en charge des questions sur l'eau (Water Court)	Perpétuel (30 ans)
R.U.	Agence pour l'environnement Non exigé en Ecosse si P<1 MW ; Si P>1 MW Secrétaire d'État	Angleterre & Pays de Galle 15 ans Indéterminée en Ecosse

9.2.2 Procédures environnementales

Depuis les années 1970, l'intégration environnementale est devenue un élément important des projets de PCH et par conséquent la protection de l'environnement est incluse dans la plupart des lois en vigueur des pays membres.

Au niveau européen, deux législations ont aujourd'hui un impact sur les projets de PCH :

- Natura 2000
- Directive 2000/60/CE (Directive cadre sur l'eau)

9.2.2.1 Évaluation de l'impact environnemental

Dans la plupart des pays membres, une étude d'impact doit être réalisée afin d'obtenir le droit d'eau.

Cette analyse scientifique et technique réalise un inventaire de la situation actuelle et évalue les conséquences résultant de la mise en œuvre d'un projet. Les domaines pris en compte sont la flore, la faune, les paysages, le sol, l'eau, l'air, le climat, l'environnement naturel et les équilibres biologiques, la protection des biens et du patrimoine culturel, le confort du voisinage (bruit, vibrations, odeurs, luminosité), l'hygiène, la sécurité, la salubrité publique et la santé.

C'est une synthèse de différentes expertises environnementales réalisées sur le site : expertises hydro biologiques, choix du débit réservé, analyse du paysage, etc.

Une étude d'impact a trois principaux objectifs :

- *Protection de l'environnement*. Elle ne couvre pas seulement la conservation des espaces et des espèces et la classification de territoires pour les protéger de l'activité humaine, mais elle intègre également l'environnement dans des actions d'aménagement. Il faut donc concevoir des projets qui respectent l'homme, les paysages et les milieux naturels, qui économisent l'espace et les ressources naturelles et qui limitent la pollution de l'eau, de l'air et du sol.

- *Informations aux autorités publiques et au public.* En tant qu'outil d'information des autorités publiques, l'étude d'impact est une pièce officielle du dossier administratif. Elle est également un outil d'information du public, en particulier dans les enquêtes publiques.

- *Aide à la décision.* De part son analyse scientifique et technique des contraintes environnementales, l'étude d'impact constitue une des études préliminaires que le maître d'ouvrage doit conduire. Associée aux études techniques et économiques, elle contribue à l'amélioration du projet.

9.2.2.2 Débit réservé

Le débit d'eau utilisé pour produire de l'électricité est traditionnellement l'objet principal de discussions entre investisseurs d'un côté et pêcheurs, agences environnementales, associations pour la préservation de l'environnement de l'autre. Le monteur de projet qui souhaite produire de l'électricité sans porter atteinte à l'environnement global mérite d'être réellement soutenu et de ne pas être soumis à des limitation sévères de sa capacité de production. A celui-ci s'opposent les agences environnementales et différentes associations concernées par la préservation de

l'environnement, pour lesquelles, un débit réservé bas représente une atteinte à un bien public: par exemple, la faune aquatique.

Les réglementations ont généralement été établies à un niveau national et fixent uniquement une valeur minimale. Cela a permis aux autorités locales d'imposer au moins ce minimum, cependant dans beaucoup de cas, les valeurs de débit réservé sont irrationnellement élevées. Selon l'approbation du Conseil de la Directive sur l'eau (Directive 2000/60/CE du 23 octobre 2000), les autorités du domaine de l'eau sont maintenant davantage impliquées dans le choix des valeurs à respecter. Alors que dans le passé, les lois nationales déterminaient le débit réservé comme un certain pourcentage du module (débit moyen annuel), les autorités du domaine de l'eau étudient aujourd'hui les différents tronçons de cours d'eau en incluant les données hydrologiques et celles de la faune, la qualité de l'eau et les modèles aquatiques 1D/2D. Les valeurs des débits réservés sont généralement plus élevées mais sont déterminées de façon scientifique.

Le monteur de projet doit présenter dans son étude d'impact la valeur qu'il propose et la méthode de calcul.

Mais, comme il est indiqué en détail dans le chapitre 7, les formules sont nombreuses et leur nombre a tendance à augmenter régulièrement. Ceci pose un problème réel au législateur qui doit fixer une réglementation, et pour des cas concrets, il est difficile d'avoir des valeurs de référence ou des formules à appliquer. Les principaux types de méthodes (détaillés dans le chapitre 7[4]) sont:

- Méthodes basées sur des valeurs statistiques ou hydrologiques
- Formules basées sur la vitesse et la profondeur de l'eau
- Méthodes basées sur un aménagement à plusieurs objectifs prenant en considération les paramètres écologiques

A l'intérieur d'un groupe de méthodes donné, les différences de résultats peuvent être significatives d'une méthode à l'autre.

Il n'y a pas de comparaison globale possible entre ces groupes de méthode, parce qu'elles ne se reportent pas aux mêmes données. Il est uniquement possible de comparer les résultats de différents types de méthodes pour des cas réels, dont toutes les données nécessaires sont connues. L'application de 24 méthodes différentes à une rivière à pente large et basse a donné 24 résultats différents. Le rapport entre la valeur maximale et la valeur minimale du débit réservé était de 192 ! Même lorsque les quatre résultats les plus élevés et les quatre résultats les plus bas n'étaient pas pris en compte, le même rapport était encore de 14 pour les données restantes.

Ces différentes méthodes ont pour conséquence une grande diversité des réglementations nationales.

Dans les paragraphes suivants, une étude très brève est réalisée afin de donner un aperçu des méthodes appliquées.

Allemagne

Il n'existe pas de réglementation applicable à tout le pays. Les Länder ont leur réglementation spécifique. En règle général la réglementation dépend du « débit moyen minimum » (MNQ). Habituellement le débit réservé varie de 1/3 à 1/6 du "débit moyen minimum". Le plus souvent,

l'option d'1/3 est choisie. Les représentants gouvernementaux prennent la décision finale durant la procédure d'autorisation.

Grèce

Le débit réservé doit être d'au moins 1/3 du débit d'été moyen de la rivière.

Espagne

Dans la loi espagnole sur l'eau de 1985, le débit résiduel a été fixé à 10 % du débit moyen inter annuel. Les différentes institutions locales et autonomes considéraient cette valeur comme un minimum, et pour chaque nouveau projet, une valeur plus élevée et souvent arbitraire était fixée. Dans la nouvelle loi sur l'eau de juillet 2001, le débit réservé doit être établi selon les « plans de gestion des bassins de rivière » réalisés par les autorités riveraines correspondantes (en Espagne il en existe 14). Dans les faits, jusqu'à aujourd'hui, seule une autorité riveraine (celle du Pays Basque) a élaboré un programme de calcul pour la fixer.

France

Le débit minimum ne doit pas être inférieur à 1/10 du module de la rivière correspondant au débit moyen inter annuel, évalué à partir d'informations disponibles selon une période de cinq ans minimum, ou au débit réservé de l'ouvrage immédiatement en amont, si celui-ci est inférieur. Toutefois, pour les rivières ou tronçons de rivière dont le module est supérieur à 80 m^3/s, un arrêté du Conseil d'État peut, pour chacun d'eux, fixer un débit inférieur à ces valeurs, qui ne doit toutefois pas être inférieur à 1/20 du module.

Italie

Les réglementations de débit réservé sont fixées par les autorités du bassin hydrologique ou par les autorités régionales. Il existe beaucoup de réglementations auxquelles il faut se conformer. En générale, la tendance est aux méthodes hypsographiques accompagnées de facteurs de correction. La réglementation est actuellement en cours de révision.

Autriche

L'Autriche n'a pas de méthode générale établie mais des approches pour obtenir une valeur « correcte ». Habituellement, la décision est prise par un expert officiel, dans le cadre de la procédure d'autorisation et cela peut conduire à des résultats variables, étant donné que l'expertise de différentes personnes conduit à des résultats différents. Une première approximation est habituellement donnée avec des paramètres hydrologiques, en utilisant l'échelle entre « débit moyen annuel » (MNQ) et « débit annuel minimum » (NNQ). Un outil utile mais parfois coûteux pour éviter de prendre une valeur trop élevée est la présentation d'une expertise spécifique basée sur un test de points dispersés. Les experts gouvernementaux vont accepter le résultat dans la plupart des cas.

Portugal

Le débit réservé doit être égal ou supérieur à 1/10 du débit moyen inter annuel.

Royaume-Uni

Le RU n'a pas de méthode standard. L'autorité principale pour les rivières (Agence environnementale) observe chaque site sur une base individuelle avant d'accorder une licence. Le point de départ pour les négociations est habituellement Q95 (c'est le débit qui s'écoule sur plus de 95 % de l'année), mais il peut être supérieur ou inférieur dans la réalité.

En Écosse, le débit réservé doit être égal ou supérieur à 45 % du débit moyen inter annuel.

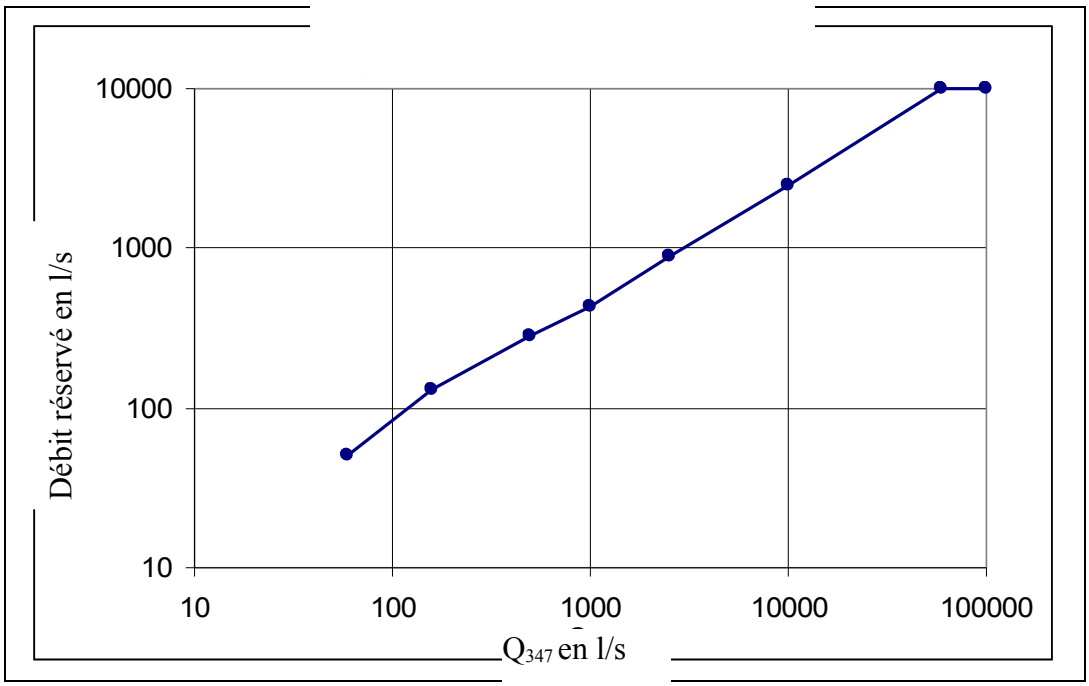
Lituanie

Le territoire lituanien est partagé en plusieurs régions hydrologiques, dans lesquelles les valeurs de débit réservé sont imposées. Pour la première région hydrologique, où les rivières ont des débits irréguliers, le débit réservé est équivalent à la valeur du bas débit de la saison chaude (d'avril à octobre) sur 30 jours correspondant à une période de retour de 5 ans (probabilité de 0,80). La seconde région hydrologique, qui est caractérisée par des écoulements plus réguliers, la valeur de débit réservé est inférieure et est calculée en utilisant la méthodologie ci-dessus, mais la période de retour de débit bas est fixée à 20 ans (probabilité de 0,95). Dans les aménagements en dérivation, indépendamment du type de région hydrologique, le débit réservé minimum est fixé à 10 % du débit moyen à long terme de la saison.

Suisse

Bien que la Suisse ne fasse pas partie de l'UE, il est intéressant de noter sa réglementation du débit réservé. La valeur à respecter se base sur le Q_{347} (débit apparaissant plus de 347 jours au cours de l'année, soit 95 % de l'année), c'est-à-dire un débit faible. Le graphique montre la valeur du débit réservé à respecter en fonction du Q_{347} :

Figure 9.135 : Réglementation du débit réservé en Suisse



Avec un débit très bas, le débit réservé débute avec 80 % de Q_{347}, tandis qu'à 10 000 l/s de Q_{347}, le pourcentage est réduit à 25 % et à partir de 60 000 l/s de Q_{347}, le débit réservé reste à 10 000 l/s.

Enquête publique

Dans certains pays membres, le monteur de projet doit soumettre le projet à une enquête publique, cette procédure étant généralement simplifiée pour des centrales de petite capacité. Cette enquête est demandée par l'autorité en charge de donner son accord à la mise en œuvre de la centrale. L'objectif de cette enquête est d'informer le public et de collecter ses opinions, suggestions et contre-propositions, de sorte que le public ait participé et que l'autorité ait toute l'information nécessaire à disposition.

Un auditeur mène l'enquête : visite de site, demande d'informations supplémentaires, organisation d'une réunion publique, éventuellement extension de la durée de l'enquête. Sa mission est présentée par un rapport à l'autorité compétente prenant en considération les observations du public. L'auditeur doit conclure clairement et de façon concise et spécifier s'il accepte le projet ou non, et le cas échéant ses réserves et conditions. L'autorité peut prendre ou ne pas prendre les conclusions du rapport de l'auditeur en considération.

9.2.3 Spécifications de construction

Un permis de construire est généralement nécessaire. Il est délivré séparément du droit d'eau. C'est la responsabilité des autorités de l'urbanisme dont la procédure est définie dans le cadre des règles de l'urbanisme du pays ou de la région. Elle comprend souvent une étude de paysage du site et de l'intégration du projet dans l'environnement. Le service administratif en charge du projet doit vérifier sa conformité avec les documents d'urbanisme.

9.2.4 Raccordement au réseau

Le raccordement au réseau est également une procédure différente du droit d'eau. Une demande à l'autorité en charge du réseau concerné (haute ou basse tension suivant la puissance délivrée) est nécessaire.

En raison de l'effort européen pour le développement des sources d'énergies renouvelables, les services publics ont reçu une augmentation importante de la demande de connexion d'installations de production d'électricité décentralisées, en particulier de parcs éoliens. De ce fait, la capacité de connexion au réseau local peut être saturée. Auquel cas, il est nécessaire de renforcer le réseau, opération plus coûteuse qu'une simple connexion. De même, il est également nécessaire de connaître les raccordements à prévoir pour éviter un renforcement du réseau.

Pour gérer cette situation, la France a introduit un système de files d'attente. Pour chaque demande, une étude préalable du projet est d'abord réalisée. A la fin de cette étude, le service public donne une réponse au monteur de projet qui peut à son tour demander une étude détaillée du raccordement de la centrale. Les coûts de renforcement peuvent être inclus, cependant une partie de ces coûts seront remboursés plus tard dans le cas où d'autres producteurs sont susceptibles d'utiliser les équipements payés par le premier promoteur.

9.2.5 Autres procédures

Il peut être également demandé de suivre d'autres procédures telles que :

- *Autorisation de défrichement*. Une autorisation est nécessaire pour effectuer des travaux de défrichement, en fonction du statut juridique de la forêt. L'autorité devant être contactée est celle en charge de l'agriculture et des forêts.
- *Convention avec les riverains et propriété foncière*: Un promoteur de PCH n'est pas toujours le propriétaire de l'intégralité du terrain utilisé. Il peut être amené à construire une conduite forcée, un chemin d'accès ou une partie de voie navigable sur un terrain voisin.

Le promoteur va devoir trouver un accord avec les propriétaires concernés par le projet. Dans le cas où la municipalité est le promoteur, elle a souvent des droits et des pouvoirs supplémentaires sur le promoteur privé qu'elle est à même d'exercer en toute liberté. Si aucun accord n'est obtenu, la municipalité peut se prévaloir de l'intérêt public, ce qui n'est pas le cas pour un promoteur privé.

9.3 Quelques exemples pratiques[5]

9.3.1 Grèce

Selon la législation grecque actuelle, trois licences principales sont demandées pour la construction et le fonctionnement d'une centrale d'électricité E-SER:

- Autorisation de production d'électricité
- Autorisation d'installation
- Autorisation de fonctionnement

La première est obtenue à un niveau national et fournit une approbation initiale pour la faisabilité du projet. Généralement, il est plutôt simple d'obtenir cette licence, s'il n'existe pas de réelles contraintes. L'autorisation d'installation est la plus difficile à obtenir des trois. La procédure est très compliquée et implique un grand nombre d'organismes. Récemment (avril 2003), une nouvelle décision ministérielle (1726/2003) a été publiée pour simplifier et accélérer la procédure d'obtention de cette licence.

L'autorisation de fonctionnement est accordée après la fin de tous les travaux de construction, et certifie, d'une part, que la centrale a été construite selon les deux autres licences et d'autre part, que les études demandées ont été soumises, en accord avec le cadre légal existant.

9.3.1.1 Autorisation de production d'électricité

L'acquisition de « l'autorisation de production d'électricité » est la première étape d'acquisition de toutes les autorisations nécessaires pour construire et faire fonctionner une installation d'électricité SER. Cette autorisation est donnée par le ministère du développement, selon l'opinion de l'autorité de réglementation de l'énergie. La demande d'autorisation est accompagnée des documents suivants :

- Information générale sur l'organisme cherchant à obtenir la licence : raison sociale, adresse, noms des administrateurs (lorsque c'est le cas), organigramme, etc.

- Etats financiers récents, comprenant les bilans et l'état des revenus des trois dernières années
- Business plan, recouvrant au moins une période de cinq ans
- Étude de faisabilité

9.3.1.2 Autorisation d'installation

Cette autorisation est la plus compliquée et la plus longue à obtenir. Pour un projet d'électricité SER, le demandeur doit remplir une demande à l'autorité régionale. Le format de cette demande est donné par la décision ministérielle 2000/2002. Il est nécessaire d'avoir une autorisation de production d'électricité en cours de validité pour remplir la demande. La demande est accompagnée d'un certain nombre de documents de soutien, d'études, de cartes, etc.

Bien que l'autorité régionale soit l'« unique point d'entrée » pour remplir la demande d'autorisation d'installation, cela ne signifie pas que cette demande soit uniquement traitée en interne dans les services régionaux. Au contraire, l'autorité régionale demande l'opinion de nombreux services avant d'accorder l'autorisation d'installation. Un certain nombre d'autres licences « intermédiaires » sont également demandées avant la décision finale.

L'autorisation d'installation pour des petits projets hydroélectriques a une période de validité de deux ans. Par conséquent, le demandeur doit réaliser les travaux durant cette période. Une prolongation d'une année supplémentaire peut être accordée, à condition qu'au moins 70 % des travaux aient été réalisés.

Dossier de demande

Le dossier de demande doit être fourni avec :

- Certificat d'utilisation exclusive du site
- Description technique
- Etude d'impact environnemental
- Cartes et photographies
- Déclarations solennelles
- Description technique de soutien pour l'interconnexion au réseau
- Autres documents de soutien.

Autorités consultatives et organismes consultatifs pour l'appréciation de l'impact environnemental

Au cours du processus d'instruction de l'autorisation d'installation, l'autorité régionale accorde également une « Approbation des Termes et Conditions environnementaux », qui est un pré requis nécessaire pour l'autorisation d'installation. Avant de donner son accord, basé sur l'étude de l'impact environnemental soumise par le demandeur, l'autorité régionale est conseillée par un certain nombre d'autres autorités et organismes : bureau central de la forêt, service d'urbanisme, conservateurs des antiquités préhistoriques et classiques, conservateurs des antiquités byzantines et conservateurs des monuments modernes, autorité de l'aviation civile, personnel du ministère de la défense, organisation des télécommunications grecques, office national du tourisme grec.

Procédure publique pour l'appréciation de l'impact environnemental

Avant d'accorder l' « Approbation des Termes et Conditions environnementaux », l'autorité régionale doit publier la demande de l'investisseur SER potentiel. A cet effet, une copie du dossier de demande est envoyée à la préfecture compétente et aux autorités municipales. Les autorités des trois niveaux (régional, préfectoral et municipal) notifient leur avis sur leur tableau d'annonces et peuvent formuler une objection dans un délai de 30 jours.

Dans le cas d'objections, le projet proposé est discuté lors d'une réunion de la préfecture ou du conseil municipal. Le conseil soumet ses suggestions et commentaires finaux à l'autorité régionale qui décide au final de l'autorisation environnementale du projet.

9.3.1.3 Autorisation de fonctionnement

La licence est accordée par l'autorité régionale, après la fin des travaux de construction et suite aux vérifications et certifications des services correspondants à la conformité du projet avec tous les termes et conditions concernant son installation et son fonctionnement.

La demande d'autorisation de fonctionnement est soumise accompagnée des documents complémentaires.

9.3.2 France[6]

La réglementation française distingue les projets de moins de 4 500 kW et ceux de plus de 4 500 kW. Les premiers nécessitent une autorisation délivrée par le préfet, représentant local du gouvernement. La procédure est décrite ci-dessous. Lorsqu'il y a des difficultés, ce processus peut durer de cinq à dix ans. Suite à la Directive 2001/77/CE, le gouvernement français a organisé un débat sur la simplification des procédures dans les projets SER. Désormais, pour les PCH, la procédure ne doit pas dépasser deux ans.

Les projets de plus de 4 500 kW nécessitent une concession qui est délivrée par le Conseil d'Etat. Elle a une durée maximale de 75 ans et peut être renouvelée par périodes de trente ans. Alors que l'autorisation peut être précaire et éventuellement annulée sans indemnités en cas de défense nationale, sécurité publique, etc. la concession offre l'avantage d'un statut d'utilité publique ; cependant sa procédure est plus lourde. Ces projets nécessitent un haut degré de spécialisation, aussi la procédure de concession n'est pas présentée dans ce manuel.

9.3.2.1 « Rivières classées »

Un point important du règlement français est qu'une partie du réseau de rivières, classé par arrêté en référence à la loi du 16 octobre 1919, est interdit à l'usage énergétique. Le monteur de projet devra donc d'abord vérifier si le site auquel il s'intéresse n'est pas « classé ».

9.3.2.2 Procédure d'autorisation

D'après la loi du 16/10/1919, de même que pour la concession, l'autorisation est accordée pour un maximum de 75 ans et peut être renouvelée. En fait, cette durée est maintenant généralement réduite à 30 ans, de sorte qu'à chaque renouvellement, le producteur puisse se conformer à la nouvelle réglementation.

L'arrêté 95-1204 du 6/11/1995 précise les documents et informations à fournir dans le dossier de demande. Il s'agit principalement de :

- Information sur le promoteur
- Un dossier technique et géographique du projet
- Une **étude d'impact** pour des projets d'une puissance brute de plus de 500 kW; si la puissance est inférieure à 500 kW, une simple "notice d'impact" suffit.
- Durée d'autorisation demandée
- Informations économiques et financières
- Propriétés foncières

Le dossier de demande doit être envoyé au préfet, qui le transmet au Service en charge de la Police des Eaux (SPE). Le SPE étudie le dossier et le transmet aux autorités régionales publiques : Direction Régionale de l'Industrie, de la Recherche et de l'Environnement (DRIRE), Direction Régionale de l'Environnement (DIREN), Conseil Supérieur de la Pêche (CSP). Le demandeur peut être amené à donner plus d'informations. Après réception des différents avis, le SPE fait suivre au préfet. Si le préfet accepte le projet, il fait passer un arrêté décidant d'une enquête publique.

Après réception de l'avis du Conseil général, des maires et de tous les services concernés, un droit d'usage de l'eau est rédigé et proposé par le SPE. Le préfet prend une décision finale. S'il accepte, il signe un arrêté d'autorisation et les travaux sont exécutés. A la fin des travaux, l'équipement est vérifié et l'accord de l'autorité publique est donné dans un procès-verbal de récolement.

9.3.2.3 Raccordement au réseau

Selon la loi du 10 février 2000 et de ses arrêtés, le réseau a l'obligation d'achat de l'électricité produite par les centrales E-SER d'une capacité inférieure à 12 MW. Cependant le promoteur doit démontrer qu'il ne peut pas vendre sa production à un bon prix à un autre client, et doit rédiger une demande d'accès au réseau. Pour des capacités inférieures à 10 MW, le raccordement se fait sur le réseau de distribution (basse tension). Pour des capacités supérieures à 10 MW, la centrale est raccordée au réseau de transport de l'électricité (haute tension).

En parallèle, le promoteur doit suivre deux procédures :

- Une demande d'autorisation d'exploitation de la centrale est adressée au ministère en charge de l'énergie (arrêté 2000-877 du 7 septembre 2000).
- Un certificat d'obligation d'achat doit être demandé à la Direction Régionale de l'Industrie, de la Recherche et de l'Environnement (DRIRE).

9.3.3 Irlande

En Irlande, les procédures sont les suivantes :

9.3.3.1 Permis d'aménagement

La demande d'aménagement est composée d'un formulaire de demande et de différents documents, cartes et plans. Le fonctionnaire chargé de l'aménagement du territoire doit prendre en compte

toutes les références aux énergies renouvelables du Plan de Développement. Les Plans de Développement doivent être revus tous les cinq ans.

Le promoteur doit fournir des informations sur les impacts environnementaux liés à la centrale par la réalisation d'une étude d'impact sur l'environnement (EIS – Environmental Impact Study). Une EIS va également être demandée si le développement est situé sur une zone d'héritage national (NHA - National Heritage Area), une zone spéciale de conservation (SAC - Special Area of Conservation), une zone spéciale protégée (SPA - Special Protection Area) ou d'autres zones protégées.

Les spécifications légales de l'étude d'impact sur l'environnement sont définies dans les réglementations de l'autorité locale (Aménagement et développement) de 1990. Une EIS type contient des analyses de l'impact du projet sur les aspects suivants : eau, sols & géologie, qualité de l'air, bruit, flore & faune, héritage culturel, champ électromagnétique, impact visuel, effets climatiques, interaction des impacts, alternatives. L'acceptation de la demande dépend essentiellement de l'EIS. Elle doit être claire, approfondie et couvrir tous les domaines d'intérêt de l'aménagement du territoire. Les fonctionnaires responsables de l'aménagement, et les établissements publics ont la charge d'analyser les EIS et de donner leur avis.

9.3.3.2 Accords sur la réglementation de l'électricité

Il existe deux accords à passer :

1. Le permis de construire. Toute personne souhaitant construire une centrale électrique ou reconstruire une centrale électrique existante doit obtenir un permis de construire, conformément au paragraphe 16 de la loi sur la réglementation de l'électricité de 1999.
2. Autorisation de produire. D'après la section 14 (1) (a) de la loi sur la réglementation de l'électricité de 1999, la Commission a le pouvoir d'accorder ou de refuser une autorisation de produire de l'électricité.

Il existe un processus de demande bien au point, pour ces deux autorisations, pour des projets de moins de 5 MW. Il suffit que le projet soit conforme aux critères ci-dessous pour délivrer une autorisation. Toutefois, les discussions sont en cours concernant les dispenses de ces autorisations pour les projets plus petits. Il faut que l'installation :

- n'ait pas de d'influence néfaste sur la capacité ou la stabilité du réseau
- soit financièrement viable
- soit conforme aux normes environnementales

9.3.3.3 Les accords sur les prix (PPA – Power Purchase Agreements)

Pour établir un contrat de financement avec une banque, le promoteur devra démontrer qu'il a un acheteur pour son électricité garantie pour un certain nombre d'années. Il existe habituellement deux manières de faire :

1. Le programme Alternative Energy Requirement (AER). C'est un concours organisé par le gouvernement, qui accorde des contrats à des producteurs individuels. Ces contrats demandent à un fournisseur public d'électricité d'acheter l'électricité à un prix fixé pour 15

ans. Il existe une concurrence importante pour ces contrats et il n'y a pas de garantie d'obtenir l'accord.

2. Accès par des tiers : il est possible d'établir un accord avec un fournisseur du marché de l'électricité, qui accorderait au promoteur un contrat garantissant d'acheter l'électricité à un prix donné pour une période donnée. Ceux-ci peuvent également être relativement compétitifs et ne vont pas être beaucoup plus élevés que les prix AER.

9.3.4 Autriche

La première étape administrative est une discussion avec des experts des structures gouvernementales. Le promoteur doit indiquer par écrit le débit du projet issu d'une étude de préfaisabilité qui établit les principaux éléments (rivière, emplacement, chute, débit, système, puissance, production, etc.), et présenter cette étude au gouvernement. Ceci est une vérification préalable pour éviter une collision avec d'autres projets possibles ou une position générale du gouvernement.

Après cette étape, un projet appelé « wasserrechtliches Einreichprojekt » (projet préparé pour obtenir l'autorisation de construction d'un site) doit être préparé. Comparé à l'étude de faisabilité préalable, il donne tous les détails nécessaires. Ce projet constitue la base pour les négociations dans le cadre de la procédure d'accord. Cette procédure consiste, en grande partie, à des débats publics. Dans cette étape, les personnes impliquées (incluant des pêcheurs, etc.) peuvent s'exprimer sur ce qu'ils veulent ou sur ce qu'ils ne veulent pas. Le président de cette réunion doit rassembler toutes les opinions et enfin prendre la décision finale.

L'étape consécutive concerne la loi environnementale. Bien que des thèmes environnementaux soient inclus dans le droit d'eau, des précisions supplémentaires peuvent être demandées ainsi qu'une procédure séparée. L'autorisation aura une validité d'au moins 30 ans, mais une demande peut être faite pour des périodes plus longues. Il n'existe pas de "taxe sur l'eau" ("Wasserzins") à payer.

Une bonne préparation du projet et une coopération avec les responsables de l'évaluation gouvernementale sont d'une importance capitale. Cette préparation doit comprendre plusieurs entretiens, une prise en compte sérieuse de l'environnement (un expert supplémentaire peut faire partie de l'équipe). Jusqu'à aujourd'hui, il n'existe pas de « rivière interdite », bien que dans certains cas, il est connu qu'un projet n'aura jamais d'autorisation. Certaines rivières sont donc interdites de manière implicite.

Il n'existe pas de règle générale sur le débit réservé. Habituellement, la valeur varie entre NNQ (débit le plus bas parmi les bas débits) et MNQ (débit bas moyen). Dans beaucoup de cas, il est préférable de réaliser une étude spécifique. En l'absence de ce document, les experts gouvernementaux peuvent donner leur position sans information spécifique, en fixant, par précaution, un débit souvent élevé - beaucoup plus élevé que celui issu d'une étude, aussi le coût d'une telle étude peut être utile.

9.3.5 Pologne

La procédure comprend quatre phases principales :

Phase 1

La demande à l'Autorité des Eaux (*Regional Zarzad Gospodarki Wodnej, RZGW*) : une approche initiale est réalisée pour l'Autorité des Eaux, dans laquelle un site est proposé comme emplacement possible. L'Autorité des Eaux étudie cette demande et donne sa décision. Si une **approbation générale** est accordée, elle définira les conditions générales à respecter.

Phase 2

La demande au *Gmina*, dans laquelle la proposition est définie : une proposition plus détaillée est faite au *Gmina* local (municipalité). C'est une demande pour le *WZIZT (Warunki Zabudowy I zagospodarowania terenu* – Conditions pour la construction et l'aménagement du territoire). Cette proposition donne des données de base sur l'investissement (taille, emplacement précis, quels changements le projet va amener sur les terres, etc.). Le *Gmina* étudie la question en rapport avec les documents et les politiques d'aménagement (en particulier son plan local) et envoie alors une décision comprenant les conditions à appliquer.

Phase 3

Une demande est faite au *Powiat* (Autorité régionale). Il s'agit d'obtenir l'*Operat prawny* (Permis d'exploitation légale des Eaux). C'est le document clé et pour l'obtenir, toutes les données sur l'investissement doivent être indiquées. Ce document est très détaillé et contient également l'approbation de l'autorité des eaux qui peut changer son opinion à ce stade si tel est son souhait. Les informations devant être fournies incluent un business plan, une évaluation environnementale et des dispositions de maintenance détaillées, etc. Après cela, la *Powiat* donne au promoteur un *Pozwolenie na budowe* (permis de construire), dans lequel il est indiqué qui doit approuver la construction après son exécution. Il y a une liberté totale dans ce domaine, tout le monde peut le faire. Après cela, une nouvelle demande doit être faite auprès de l'autorité des eaux, *Gimna* et *Powiat* pour obtenir la permission de commencer l'exploitation.

Phase 4

Le raccordement aux réseaux : cette phase comprend la négociation des conditions d'accès au réseau et des contrats de vente. Généralement, un engagement de production quotidienne et de production horaire est exigé. Des pénalités sont appliquées si le producteur ne respecte pas ses prévisions.

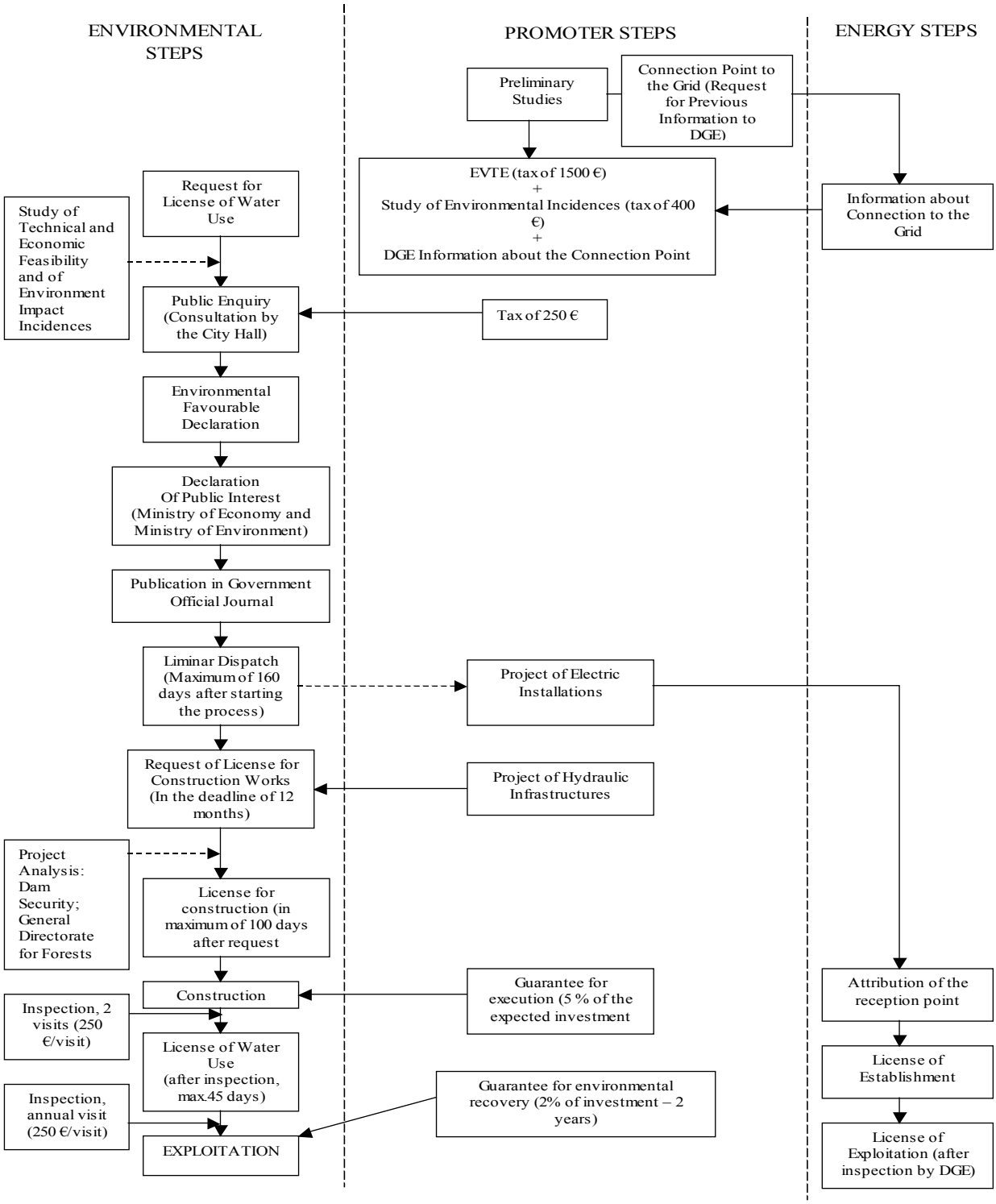
9.3.6 Portugal

L'organigramme de la procédure administrative portugaise ci-dessous est donné à titre d'exemple. Les principales étapes du processus administratif permettant d'exploiter une PCH et de réaliser une production indépendante d'électricité (production en régime spécial) sont présentées dans cet organigramme. Les quatre licences fondamentales sont :

- Autorisation de construction des ouvrages hydrauliques
- Licence d'établissement

- Droit d'eau
- Licence d'exploitation

Figure 9.136 : Organigramme des procédures administratives portugaises


ENVIRONMENTAL STEPS
PROMOTER STEPS
ENERGY STEPS
Preliminary Studies
Connection Point to the Grid (Request for Previous Information to DGE)
EVTE (tax of 1500 €) + Study of Environmental Incidences (tax of 400 €) + DGE Information about the Connection Point
Information about Connection to the Grid
Request for License of Water Use
Study of Technical and Economic Feasibility and of Environment Impact Incidences
Public Enquiry (Consultation by the City Hall)
Tax of 250 €
Environmental Favourable Declaration
Declaration Of Public Interest (Ministry of Economy and Ministry of Environment)
Publication in Government Official Journal
Liminar Dispatch (Maximum of 160 days after starting the process)
Project of Electric Installations
Request of License for Construction Works (In the deadline of 12 months)
Project of Hydraulic Infrastructures
Project Analysis: Dam Security; General Directorate for Forests
License for construction (in maximum of 100 days after request
Construction
Guarantee for execution (5 % of the expected investment
Attribution of the reception point
Inspection, 2 visits (250 €/visit)
License of Water Use (after inspection, max.45 days)
License of Establishment
Guarantee for environmental recovery (2% of investment – 2 years)
Inspection, annual visit (250 €/visit)
EXPLOITATION
License of Exploitation (after inspection by DGE)

Pour information, les taxes et garanties nécessaires pour le développement du processus sont comprises, à l'exception de celles concernant le Directoire Général pour l'énergie, dont les coûts sont beaucoup plus bas.

Le diagramme ne représente pas le cas d'un projet d'une PCH dans une zone environnementale sensible (par exemple le réseau Natura 2000), de plus il est considéré que les coûts d'une étude d'impact ne sont pas compatibles avec des budgets relativement bas de PCH ayant une capacité inférieure à 1 MW. Dans le diagramme des procédures, la demande de point de raccordement faite au Directoire Général pour l'énergie a été ajoutée suite à l'accord du Ministère de l'Environnement, bien que cette situation spécifique ne soit pas prévue dans la législation.

9.3.7 Suisse

Comme tout État fédéral, la Suisse a ses règles, qui peuvent varier d'un canton à l'autre. Néanmoins les procédures sont similaires et un certain nombre de lois fédérales sont appliquées :

- Loi sur la protection de l'eau : http://www.admin.ch/ch/f/rs/c814_20.html (débits réservés)
- Loi sur l'énergie : http://www.admin.ch/ch/f/rs/c730_0.html (accès au réseau et conditions de rachat)
- Loi sur les forces hydrauliques : http://www.admin.ch/ch/f/rs/c721_80.html (réglementation des concessions)

Ce sont les principales lois qui fixent le cadre législatif en Suisse pour les centrales hydroélectriques, les petites en particulier.

De plus, la nouvelle loi sur l'énergie nucléaire qui rentre en vigueur modifie la loi sur l'énergie en introduisant un fonds de compensation prise à partir du transport à haute tension pour financer les taux préférentiels accordés aux producteurs d'énergie à partir des PCH.

L'accord de la concession peut être de compétence cantonale (canton de Vaud par exemple), communale (cas du Valais) ou bourgeoisiale (dans quelques cantons). Il n'y pas de demande de concession de niveau fédéral. Cependant, il existe une autorité pour la supervision des grandes installations.

Les centrales utilisant de l'eau potable et des eaux usées ne nécessitent pas de concessions. En général, une simple autorisation du canton est suffisante. Ceci n'est pas systématique.

La procédure normale est donnée dans le chapitre 7 du document « Guide pratique pour la réalisation de petites centrales hydrauliques». Ce document est téléchargeable à partir de l'adresse Internet : http://www.smallhydro.ch/download/pacer/244_f.pdf

Pour plus d'information, contacter le bureau fédéral de l'énergie (http://www.suisse-energie.ch/internet/02007/index.html?lang=fr)

L'annexe A donne une vue d'ensemble générale du cadre légal actuel auquel le secteur des petites centrales hydroélectriques doit se conformer au niveau européen.

ANNEXE A : LA PETITE HYDROELECTRICITE SUR LE MARCHE INTERIEUR DE L'ÉLECTRICITÉ

INTRODUCTION

Le secteur européen de l'électricité s'éloigne du monopole vers un marché compétitif, dans lequel les consommateurs auront l'opportunité de choisir parmi différents fournisseurs. Cela est déjà en cours dans quelques États membres (EM) de l'Union Européenne (UE) comme l'Autriche, le Danemark, la Finlande, l'Allemagne, l'Espagne, la Suède et le RU (où l'ouverture du marché déclarée est de 100 %)[7] et en résumé, il en sera de même dans tous les Etats Membres. Nous nous éloignons des schémas réglementaires complexes pour une plus grande confiance dans les mécanismes du marché. Un élément essentiel des nouvelles réglementations du marché est d'assurer qu'elles amènent le marché restructuré vers des ressources plus propres, compatibles avec l'intérêt public. Les scientifiques experts en climatologie sont en grande majorité d'accord avec le fait que les gaz à effet de serre sont responsables du changement climatique et qu'ils entraînent de sérieux dommages sur l'environnement de la planète, avec des conséquences importantes pour l'humanité. De plus, l'UE doit se conformer au Protocole de Kyoto et améliorer la sécurité de l'alimentation en ressources d'énergies, en utilisant des ressources d'énergie locales afin de réduire notre dépendance en combustibles importés.

Dans ce nouveau contexte, la position du marché du secteur de l'énergie hydraulique de la petite centrale hydroélectrique européenne dépend du cadre légal en vigueur en UE. Il existe principalement deux documents légaux prépondérants :

- Directive 2001/77/CE pour la promotion de l'électricité produite à partir de Sources d'Energies Renouvelables (SER), connue comme la Directive E-SER. Elle fixe le cadre légal applicable dans tous les Etats Membres pour la promotion d'électricité produite à partir de SER établissant un but ambitieux de doublement de la contribution de SER à la consommation intérieure brute en 2010 dans l'UE.

- Directive 2003/53/CE concernant les règles communes pour le marché intérieur de l'électricité établissant les règles pour la production, le transport, la distribution d'électricité et son alimentation. Elle fixe les règles concernant l'organisation et le fonctionnement du secteur de l'électricité, l'accès au marché et l'exploitation des systèmes.

Dans ce cadre légal, il existe trois aspects qui concernent le secteur de l'énergie hydraulique de la petite centrale hydroélectrique en particulier: (i) objectifs fixés dans la législation et difficulté de les atteindre, (ii) structures tarifaires et schéma de soutien en vigueur et leur rendement et (iii) barrières toujours existantes malgré le nouveau cadre légal favorable.

A.1 OBJECTIFS

La Directive E-SER établit les cibles indicatives nationales pour la contribution d'électricité à partir des SER par rapport à la consommation d'électricité brute en 2010 dans chaque EM. Cependant, elle ne donne aucune indication pour la contribution de chaque SER par rapport à l'objectif total, laissant cette décision à chaque EM. Bien que cela soit en total accord avec la définition d'une directive et du principe de subsidiarité, celle-ci pourrait créer une compétition malsaine entre les différentes SER. Le tableau A.1 montre les cibles indicatives nationales pour chaque EM fixées dans la Directive.

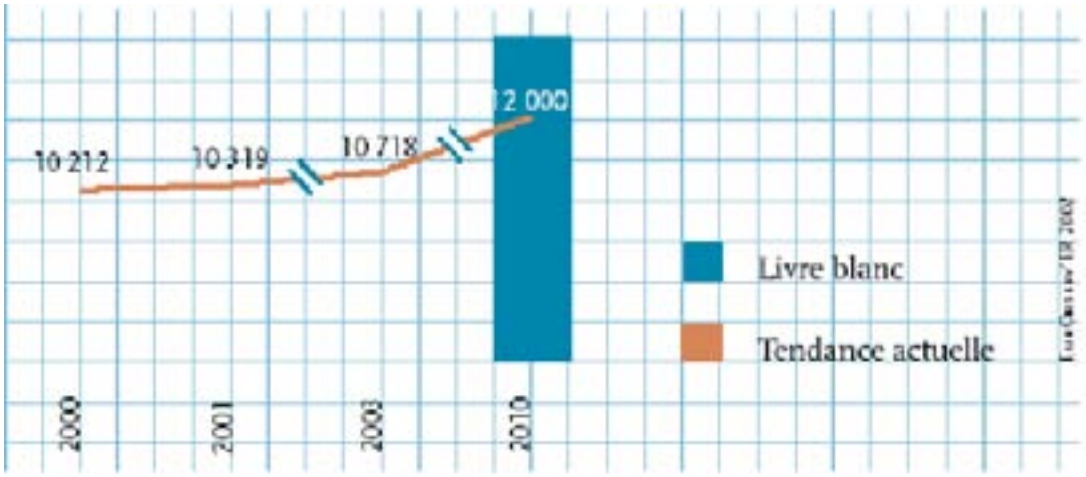
Tableau A.1 : Valeur de référence pour les cibles indicatives nationales des Etats membres pour la contribution d'électricité à partir de sources d'énergie renouvelables par rapport à la consommation d'électricité brute en 2010

	SER-E TWh 1997	SER-E % 1997	SER-E % 2010
Belgique	0,86	1,1	6,0
Danemark	3,21	8,7	29,0
Allemagne	24,91	4,5	12,5
Grèce	3,94	8,6	20,1
Espagne	37,15	19,9	29,4
France	66,0	15,0	21,0
Irlande	0,84	3,6	13,2
Italie	46,46	16,0	25,0
Luxemburg	0,14	2,1	5,7
Pays-Bas	3,45	3,5	9,0
Autriche	39,05	70,0	78,1
Portugal	14,30	38,5	39,0
Finlande	19,03	24,7	31,5
Suède	72,03	49,1	60,0
Royaume-Uni	7,04	1,7	10,0
Communauté européenne	**338,41**	**13,9**	**22**

En octobre 2003, les Etats Membres ont commencé un rapport pour la Commission européenne sur leur stratégie nationale au sujet de la manière d'atteindre l'objectif fixé selon les différents SER. Une fois que la législation nationale établit des objectifs concrets pour le court et moyen terme par type de technologie, une évaluation de l'efficacité de la directive E-SER pour le secteur des petites centrales hydroélectriques (PCH) peut être réalisée.

Néanmoins, le document de présentation technique pour la Stratégie de la Communauté et le Plan d'Action COM (97) 599 final (26/11/97) fixe un objectif ambitieux et concret pour les petites centrales hydroélectriques d'environ 14 000 MW de capacité installée jusqu'en 2010. Comme représenté sur la figure A.1, en appliquant le taux de croissance annuel moyen des dernières années jusqu'en 2010, la puissance installée en petite hydraulique européenne resterait aux environs de 12 000 MW mais on considère généralement que l'objectif pourrait encore être atteint si le cadre réglementaire était rationalisé.

Figure A.1 : Tendance actuelle des PCH et objectifs du Livre Blanc



Selon les associations nationales de PCH, la lenteur du développement des petites centrales hydroélectriques durant les années précédentes n'est pas, dans la plupart des cas, due à des raisons économiques mais à l'existence d'obstacles administratifs et environnementaux importants. Bien que la définition d'un cadre de soutien économique adéquat à la petite hydroélectricité soit une condition sine qua non, elle n'est pas suffisante pour promouvoir le développement de celle-ci. Si la Commission souhaite concevoir une politique de soutien des petites centrales hydroélectriques complète, elle devra inclure dans ses priorités, la suppression des barrières environnementales et administratives qui bloquent le développement et ont, au moins, la même importance que celle qui est donnée pour la création d'un cadre de compensation commun.

A.2 STRUCTURES TARIFAIRES & SCHEMAS DE SOUTIEN

La promotion des énergies renouvelables, visant à augmenter leur contribution à la production énergétique, de manière notable en assurant des schémas de soutien efficaces et appropriés, est au cœur des objectifs politiques sur l'énergie de l'UE : sécurité et diversité d'alimentation, compétitivité et protection environnementale. D'autre part, les SER vont avoir besoin d'un soutien à court et moyen terme pour développer et remplir les conditions de Kyoto. Les raisons du besoin de soutien sont liées à deux éléments :

- Le coût : L'inconvénient majeur des SER aujourd'hui, dans les conditions du cadre actuel, caractérisées par la non-internalisation des coûts externes de production d'énergie, est leur coût qui tend à être significativement supérieur à ceux des sources d'énergies conventionnelles. Les sources d'énergie conventionnelles ne paient non seulement pas leurs coûts externes totaux, mais par-dessus tout, sont également fortement subventionnées. Une recherche conduite par l'UE dans le cadre du projet ExternE montre que le coût d'électricité généré à partir de pétrole dans l'UE doublerait en moyenne si les coûts externes pour l'environnement et la santé étaient inclus. En conséquence, l'électricité générée par des sources d'énergies renouvelables ne peut pas être compétitive sur un marché libre par rapport à une source conventionnelle. Pour se développer, l'électricité générée à partir d'énergies renouvelables a besoin de deux éléments essentiels: (i) un mécanisme de soutien financier permettant aux producteurs d'énergie renouvelable d'entrer dans le marché et de réaliser un profit raisonnable, et (ii) un environnement réglementaire stable, de sorte que des investisseurs puissent entrer dans le

marché sans s'inquiéter du fait que le mécanisme de soutien des prix ne soit modifié défavorablement.

- Infrastructure : Les centrales électriques fonctionnant à partir d'énergies renouvelables ont un nombre important de défis à relever tels que l'aménagement du territoire ou les problèmes de raccordement au réseau. L'avenir des E-SER est probablement dépendant d'une combinaison de soutien des prix et de soutien politique. Mettre fin à la distorsion économique en supprimant les subventions pour la génération conventionnelle et en intégrant des coûts externes prendrait beaucoup de temps. Le problème des coûts externes pourrait être corrigé à l'intérieur de l'UE, par exemple par une taxe sur le charbon, au moins par rapport aux combustibles fossiles. Selon l'APPA (l'Association Espagnole des Producteurs Indépendants d'Energies Renouvelable), les coûts externes des sources conventionnelles générant de l'électricité devraient être considérés comme un élément essentiel de référence afin de quantifier la compensation devant être reçue par l'électricité des petites centrales hydroélectriques pour leurs bénéfices environnementaux et sociaux.

Les Etats membres ont soutenu les SER d'une ou de plusieurs manières, via la Recherche et Développement (R&D), exonérations/réductions d'impôts, prix garantis, subventions d'investissement et analogues. La Commission elle-même a soutenu pendant plus d'une décennie la R&D dans le cadre des énergies renouvelables dans le cadre des différents Programmes Cadre pour la Recherche et le Développement (FPs), six jusqu'à aujourd'hui. Néanmoins, grâce au Livre Blanc et en particulier à la Directive E-SER, des instruments politiques pour encourager l'investissement dans la production d'électricité à partir de SER ont été développés en UE. Il est clair que sans cadre tarifaire qui garantirait la prévisibilité de la rémunération des investissements, les technologies E-SER n'atteindront pas les objectifs indiqués dans le cadre légal. La Directive E-SER définit les sources d'énergie renouvelables comme sources d'énergie non fossiles, la proposition originale limitait l'hydroélectricité à des centrales jusqu'à 10 MW de capacité installée, mais cette disposition a été éliminée de la révision finale. Quelques Etats Membres, comme l'Espagne, ont un tarif de vente de l'électricité produite dans des centrales ayant une puissance installée de 10 à 50 MW, bien que la prime diminue avec l'augmentation de la capacité. D'autres Etats Membres augmentent le soutien aux centrales plus petites en diminuant la valeur de la prime lorsque la production augmente. Par exemple en Autriche, le premier GWh généré dans une nouvelle centrale est payé à 5,96 cts d'euros, les 3 GWh suivants 4,58 cts d'euros, et 3,31 cts d'euro au-delà de 24 GWh. Un tableau détaillé complet des tarifs applicables à des petites centrales hydroélectriques en UE est donné dans le chapitre 8. La Directive CE sur les règles communes du marché intérieur de l'électricité souligne également la priorité d'installations de production utilisant des sources d'énergies renouvelables.

Les instruments politiques en place dans les différents pays membres sont tous basés sur deux principes essentiels. Comme la figure A.2 le montre, les instruments affectent soit l'offre, soit la demande d'électricité renouvelable, et la cible est soit la production d'électricité soit la puissance installée des centrales d'électricité renouvelable.

A l'intérieur de cette catégorisation, il existe en fait trois instruments principaux pour promouvoir l'électricité verte. Ces instruments sont (i) les tarifs d'achat, (ii) des obligations de quota en association avec le système de certificat vert et (iii) des d'appels d'offre. A côté des trois instruments principaux, il existe des mécanismes complémentaires possibles, comme des subventions d'investissement et des mesures fiscales.

Au moment où la Directive E-SER a été discutée, la Commission était favorable au système d'appels d'offre, rendu populaire à cette époque par le programme **NFFO** du Royaume Uni, mais dans la proposition finale, le choix de soutien a été laissé libre aux Etats Membres. Par conséquent, la Directive n'indique pas quel ensemble d'instruments politiques serait favorable. En conséquence, les Etats Membres continuent de développer leur propre programme national d'instruments politiques pour stimuler l'électricité verte.

Figure A.2 : Instruments politiques de soutien des SER

Base : Production (kWh)

Côté offre	Tarifs d'achat Mesures fiscales Systèmes d'appels d'offre (Subventions)	Obligations de quota / Certificats verts (Mesures fiscales)	**Côté demande**
	Subventions d'investissement (Mesures fiscales)	(Obligations de quota)	

Base : Capacité (kW)

Source : Politiques d'électricité renouvelable en Europe. Fiche d'informations régionale 2003, ECN

- **Subventions sur investissement** : Les autorités offrent des subventions sur l'investissement pour les technologies E-SER, en général en terme de % de l'investissement total. Ce type de soutien peut aider à surmonter la barrière d'un investissement initial élevé et il est couramment utilisé pour stimuler les investissements dans les technologies d'énergies renouvelables les moins économiques.

- **Tarifs d'achat** : utilisés dans plusieurs Etats membres de l'UE (notamment l'Allemagne et l'Espagne), ils sont caractérisés par un prix spécifique fixé pour des E-SER qui doivent être payés par les Compagnies d'électricité, habituellement les distributeurs, à des producteurs privés de E-SER. Dans une variante du système, le gouvernement établit une prime fixe pour les générateurs de E-SER, payée en plus du prix normal local de l'électricité. Le prix fixé ou prime fixe peut être révisé(e) par le gouvernement pour refléter des coûts en baisse de la technologie.

- **Systèmes d'obligation de quotas et certificats verts** : Des obligations de quotas sont utilisées pour imposer une production ou une consommation d'électricité minimum à partir de SER. Le gouvernement fixe le cadre à l'intérieur duquel le marché doit produire, vendre ou distribuer une certaine quantité d'énergie à partir de sources d'énergies renouvelables. L'obligation est imposée sur la consommation ou la production. Les quotas peuvent habituellement être commercialisés entre compagnies pour éviter des distorsions du marché.

  Un "Certificat Vert" ou «Tradable Green Certificate » (TGC) est nécessaire pour ce système. Celui-ci fonctionnant notamment en Irlande et aux Pays-Bas, et prévu pour l'introduction au Danemark et dans les Flandres, les producteurs vendent l'électricité sur le marché ouvert, mais en même temps, reçoivent un « Certificat Vert » par MWh produit, qui est commercialisé séparément des biens matériels. La valeur de TGC vient

en tant que résultat de l'obligation de tous les consommateurs d'acheter une certaine quantité de certificats verts aux producteurs de E-SER selon un pourcentage fixe, ou quota, de leur consommation/production totale d'électricité. Puisque les consommateurs souhaitent acheter ces certificats aussi bon marché que possible, un marché auxiliaire de certificats se développe là où les producteurs de SER se font concurrencés pour la vente des certificats verts.

- **Systèmes d'appels d'offres** : Dans ce système (qui a fonctionné historiquement au Royaume-Uni dans le cadre des accords NFFO mais n'est plus en place), les producteurs E-SER sont soumis à des offres pour des contrats à prix fixe offerts par les autorités. Le système est associé soit à des tarifs d'achat soit à des TGC (certificats verts). Au Royaume Uni, où le système fonctionnait, les TGC sont connus sous le nom de ROC (Renewable Obligation Certificates). Des procédures d'appels d'offre peuvent être utilisées pour sélectionner des bénéficiaires en vue d'un soutien d'investissement ou de production ou pour d'autres droits limités. Des investisseurs ou producteurs potentiels doivent concourir à travers un système d'appels d'offre compétitif. Le critère d'évaluation d'offres est fixé avant chaque tour d'appels d'offre. Le gouvernement décide du niveau souhaité d'électricité à partir de chaque SER, leur taux de croissance sur la durée et le niveau de sécurité de prix à long terme offert aux producteurs sur la durée. L'appel d'offre est accompagné d'une obligation sur la proportion d'électricité à partir de sources renouvelables que les distributeurs doivent acheter à un prix de prestige. La différence entre ce prix et le prix du marché est remboursée à la consommation d'électricité. A chaque appel d'offres, les offres les plus rentables seront sélectionnées pour recevoir la subvention. Le mécanisme amène par conséquent à l'option la moins chère.

- **Mesures fiscales** : Quelques Etats Membres comme l'Autriche, la Belgique, le Danemark ou le Portugal soutiennent l'électricité renouvelable au moyen d'un système fiscal. Ces dispositifs peuvent prendre différentes formes, qui vont d'une réduction des taxes générales sur l'énergie, réduction sur les taxes d'émission spéciale, des propositions pour des taux de TVA plus bas, des exemption de taxes pour le fonds vert, jusqu'à des dispositifs de réduction fiscale attractifs, qui doivent être en ligne avec les directives de la Communauté sur l'aide de l'Etat pour la protection environnementale.

Concernant les PCH, le tableau A.2, élaboré par ESHA, montre les systèmes de promotion des Energies Renouvelables adoptés par les différents Etats membres et actuellement en vigueur. Les prix engendrés par ces systèmes de soutien ou prix de rachat sont détaillés dans le chapitre 8.

Aucun changement significatif ne prendra place à moyen terme dans les Etats membres, mais il existe encore une incertitude sur cette possibilité. Au Danemark, un des partisans historiques des tarifs de rachat pour l'énergie éolienne, a annoncé et reporté plusieurs fois l'introduction d'un système TGC, et il existe encore une grande incertitude quant à son introduction. En Irlande, le gouvernement a annoncé son intention de faire circuler un document de consultation depuis le premier trimestre 2003 ayant pour but de fixer de nouveaux objectifs pour les technologies E-SER en 2010, et d'examiner des mesures alternatives pour les soutenir. En Espagne, les tarifs de rachat vont probablement perdurer durant des années bien que des investisseurs demandent des règles plus claires dans la détermination de ces prix pour le futur. En Autriche, après l'expérience négative du système de certificat vert commercialisable pour les petites centrales hydroélectriques, il est peu probable que le système de soutien des tarifs de rachat change, maintenant qu'une certaine harmonisation au niveau de l'état a été atteinte. En Allemagne, le Ministère fédéral de

l'Environnement a publié un amendement de la Loi sur l'Energie Renouvelable (en 2003) avec une demande de commentaires. Cette proposition soutient toujours le dispositif de tarifs de rachat comme instrument adéquat pour atteindre l'objectif de 2010, mais introduit plus de tarifs différenciés, quelques-uns plus bas et d'autres plus élevés que ceux de la présente loi. Aucun changement significatif n'est attendu dans les autres pays.

Les producteurs SER essayent de limiter l'incertitude sur le prix dans le système de tarifs de rachat, demandant aux autorités d'exposer des règles transparentes qui déterminent la prime pour les prochaines années.

La Directive E-SER, article 4, paragraphe 2, impose une obligation à la Commission de présenter, avant le 27 octobre 2005, un rapport documenté sur l'expérience acquise avec l'application et la coexistence des différents mécanismes de soutien. Le rapport doit évaluer le succès des systèmes de soutien dans la promotion de la consommation d'électricité produite à partir de sources d'énergies renouvelables. Ce rapport doit, si nécessaire, être accompagné d'une proposition pour un cadre communautaire par rapport aux schémas de soutien pour l'électricité produite à partir de sources d'énergie renouvelable Toute proposition de ce type doit inclure une période transitoire d'au moins sept ans, cela signifie qu'aucun système unifié mandataire ne sera en vigueur avant 2012.

Tableau A.2 : Systèmes de soutien courants des PCH utilisés dans les pays membres de l'UE

Etat membre	Schéma de compensation
Belgique	Wallonie : certificats verts depuis le 1er octobre 2002 Flandre : certificats verts depuis le 1er janvier 2003
Danemark	Période de transition du prix fixe eux certificats verts
Allemagne	Tarif d'achat
Grèce	Tarif d'achat
Espagne	Prix fixe (tarif d'achat) et paiement de la prime ajustée annuellement par le Gouvernement.
France	Tarif d'achat applicable uniquement aux centrales d'électricité renouvelable jusqu'à 12 MW. Le prix payé aux PCH dépend de la date de construction. Le tarif d'hiver pour les PCH commissionnées après 2001 est garanti 20 ans.
Irlande	Offre publique : Compétitions des Conditions d'Energie Alternative (AER, Alternative Energy Requirements). Le gouvernement irlandais a lancé le AER VI en février 2003.
Italie	Quota + certificats verts commercialisables : le quota augmente de 0,3 % chaque année à partir de 2005. L'autorité en charge des réseaux fixe un prix maximum (supérieur) pour les certificats verts chaque année. Les certificats

	sont exposés uniquement pour les 8 premières années de l'exploitation.
Luxembourg	Tarif d'achat. La prime est garantie pendant 10 ans.
Pays-Bas	Un nouveau système de soutien à partir du 1er juillet 2003. Le marché de l'électricité en gros et la prime d'achat. L'hydroélectricité ne reçoit pas de certificats verts.
Autriche	Tarif d'achat : a) Anciennes centrales : les centrales ayant obtenu le permis de planification avant le 1er janvier 2003, incluant toutes celles fonctionnant couramment, sont autorisées à recevoir le tarif d'achat garanti pendant les 10 premières années d'exploitation. b) Nouvelles centrales : les centrales obtenant tous les permis de planification entre 1er janvier 2003 et 31 décembre 2005 et qui débutent la génération à la fin 2006, sont autorisées à recevoir le tarif d'achat pendant les 13 premières années d'exploitation.
Portugal	Tarif d'achat
Finlande	Marché nordique plus prime
Suède	Certificats verts : ce système a été débuté le 1er mai 2003.
Royaume-Uni	Prix de marché (marché de l'énergie – NETA) et Renewable Energy Obligation Certificates – ROC (uniquement disponible pour une hydroélectricité jusqu'à 20 MW lorsque que les centrales ont été construites après 1990, ou, si construites avant 1990 et équipées de nouvelles roues de turbines et d'équipement de contrôle). Egalement les centrales commissionnées depuis 2000 sont qualifiées pour les ROC.

A.3 CONTRAINTES

Les contraintes majeures au développement supplémentaire de l'électricité SER en UE sont les procédures administratives et d'aménagement auxquelles les producteurs potentiels doivent se conformer. Cet aspect a été souligné par ESHA au nom d'un grand nombre d'organisations représentatives des producteurs de petite hydroélectricité. Il doit être noté que ces réglementations, souvent développées à la fois pour des projets de production importante et pour des petites centrales, surchargent les producteurs de SER en raison de leur petite taille, à la fois en terme de puissance mais également en terme de production moyenne.

Les procédures d'aménagement varient de manière significative parmi les pays membres, les régions et les projets. L'article 4-6 de la Directive E-SER prévoit les réglementations de base à cet effet, notamment celles sur la procédure d'autorisation, lesquelles doivent être objectives et non discriminatoires. Dans l'étude BlueAge réalisée au nom d'ESHA et en partie financée par la Commission, la longueur des procédures officielles a été estimée à 12 semaines en Ecosse, à deux ans en Italie et 4 ans en Espagne. Encore plus significatif : dans presque tous les Etats Membres de l'UE, seule une petite douzaine de permis ont été accordés récemment. Sans autorisations, aucun développement n'est possible et par conséquent les dispositifs de

soutien favorisant les prix compétitifs deviennent inutiles, non seulement pour promouvoir des PCH mais aussi pour atteindre les objectifs pour 2010.

La Directive E-SER suggère qu'un effort sera nécessaire pour réaliser un progrès dans ce domaine et propose de demander à tous les Etats membres :

- de passer en revue les mesures existantes, administratives et d'aménagement auxquelles les producteurs SER potentiels doivent se conformer, pour déterminer quelle action peut être engagée pour réduire les contraintes réglementaires afin d'augmenter la production de SER, comme:

    ⇒ La fixation d'un point de réception unique pour les demandes d'autorisation,

    ⇒ Assurer la coordination entre les différents corps administratifs impliqués et l'établissement de délais raisonnables,

    ⇒ L'établissement d'une procédure d'aménagement de « filière ultra-rapide » pour les producteurs de SER,

    ⇒ Là où elle est applicable, la possibilité d'établir des mécanismes sous lesquels l'absence d'une décision par les corps compétents sur une demande d'autorisation à l'intérieur d'une certaine période résulte automatiquement en une autorisation,

    ⇒ La production de directives spécifiques d'aménagement pour des projets de SER,

    ⇒ L'identification, au niveau national ou régional, de sites appropriés,

    ⇒ Une nouvelle capacité pour produire de l'électricité de SER,

    ⇒ L'introduction de programme de formation pour le personnel responsable des procédures d'autorisation.

- Publier un rapport à cet effet, en exposant les conclusions obtenues sur le choix de l'action à engager, dans les deux ans après l'entrée en vigueur de la Directive. La Commission présenterait, sur la base des rapports des États membres, un rapport sur l'expérience des Etats membres, en soulignant la meilleure pratique.

La Directive 2003/54/CE concernant les règles communes pour le marché intérieur de l'électricité suggère également quelques mesures à cet effet. Par exemple :

- Dans le préambule de la Directive, il est mentionné que :

    ⇒ Pour ne pas imposer une charge administrative et financière disproportionnée aux petites entreprises de distribution, les Etats membres devraient pouvoir, le cas échéant, les exempter des exigences légales relatives au découplage de la distribution.

    ⇒ Les procédures d'autorisation ne devraient pas entraîner une charge administrative disproportionnée par rapport à la taille et à l'impact potentiel des producteurs d'électricité.

⇒ Presque tous les Etats membres ont choisi d'assurer la compétition sur le marché de l'électricité à travers une procédure d'autorisation transparente. Toutefois, les États membres doivent garantir la possibilité de contribuer à la sécurité de la fourniture d'électricité à travers le lancement d'une procédure d'appel d'offres, ou une procédure analogue, si une capacité de production d'électricité suffisante n'est pas établie sur la base de la procédure d'autorisation. Les Etats membres doivent avoir la possibilité, dans l'intérêt de la protection environnementale et de la promotion de nouvelles technologies naissantes, de lancer un appel d'offres pour une nouvelle capacité sur la base de critères publiés. Une nouvelle capacité inclut inter alia les renouvelables et le cycle combiné.

L'article 3 au sujet des obligations du service public et de la protection des consommateurs mentionne que :

⇒ Les Etats membres, sur la base de leur organisation institutionnelle et dans le respect du principe de subsidiarité, veillent à ce que les entreprises d'électricité, sans préjudice du paragraphe 2, soient exploitées conformément aux principes de la présente directive, en vue de réaliser un marché de l'électricité concurrentiel, sûr et durable sur le plan environnemental, et s'abstiennent de toute discrimination pour ce qui est des droits et des obligations de ces entreprises.

⇒ En tenant pleinement compte des dispositions pertinentes du traité, en particulier de son article 86, les Etats membres peuvent imposer aux entreprises du secteur de l'électricité, dans l'intérêt économique général, des obligations de service public qui peuvent porter sur la sécurité, y compris la sécurité d'approvisionnement, la régularité, la qualité et le prix de la fourniture, ainsi que la protection de l'environnement, y compris l'efficacité énergétique et la protection du climat. Ces obligations sont clairement définies, transparentes, non discriminatoires et contrôlables et garantissent aux entreprises d'électricité de l'Union Européenne un égal accès aux consommateurs nationaux. En matière de sécurité d'approvisionnement et d'efficacité énergétique/gestion de la demande, ainsi que pour atteindre les objectifs environnementaux, comme indiqué dans le présent paragraphe, les Etats membres peuvent mettre en œuvre une planification à long terme, en tenant compte du fait que des tiers pourraient vouloir accéder au réseau.

⇒ Les Etats membres s'assurent que les fournisseurs d'électricité spécifient dans ou avec les factures et dans les documents promotionnels envoyés aux clients finals : la contribution de chaque source d'énergie à la totalité des sources d'énergie utilisées par le fournisseur au cours de l'année écoulée ; au moins l'indication des sources de référence existantes, telles que les pages web par exemple, ou des informations concernant l'incidence sur l'environnement, au moins en terme d'émissions de CO_2 et de déchets radioactifs résultant de la production d'électricité à partir de la totalité des sources d'énergie utilisées par le fournisseur au cours de l'année écoulée, sont à la disposition du public.

⇒ Les Etats membres prennent les mesures qui s'imposent pour atteindre les objectifs en matière de cohésion économique et sociale, de protection de l'environnement, qui peuvent comprendre des mesures d'efficacité énergétique/gestion de la demande ainsi que des moyens de lutte contre le changement climatique, et de sécurité d'approvisionnement. Ces mesures peuvent inclure des incitations économiques adéquates, en ayant recours, le cas échéant, à tous les instruments

nationaux et communautaires existants, pour l'entretien et la construction des infrastructures de réseau nécessaires, y compris la capacité d'interconnexion.

⇒ Les Etats membres informent la Commission, lors de la mise en œuvre de la présente directive, de toutes les mesures qu'ils ont prises pour remplir les obligations de service universel et de service public, y compris la protection des consommateurs et la protection de l'environnement, et de leurs effets éventuels sur la concurrence nationale et internationale, que ces mesures nécessitent ou non une dérogation à la présente directive. Ils notifient ensuite à la Commission, tous les deux ans, toute modification apportée à ces mesures, que celles-ci nécessitent ou non une dérogation à la présente directive.

L'article 6 sur la procédure d'autorisation pour une nouvelle capacité souligne que :

⇒ Les procédures et critères d'autorisation sont rendus publics. Les demandeurs sont informés des raisons d'un refus d'autorisation. Ces dernières doivent être objectives et non discriminatoires ; elles doivent en outre être justifiées et dûment motivées. Des voies de recours sont ouvertes au demandeur.

L'article 7 sur l'appel d'offre d'une nouvelle capacité mentionne que :

⇒ Les Etats membres peuvent garantir la possibilité, dans l'intérêt de la protection de l'environnement et la promotion de nouvelles technologies naissantes, de lancer un appel d'offres pour la fourniture de nouvelles capacités, sur la base de critères publiés. Cet appel d'offres peut porter sur de nouvelles capacités ou sur des mesures de l'efficacité énergétique/gestion de la demande. Une procédure d'appel d'offres ne peut cependant être lancée que si, sur la base de la procédure d'autorisation, la capacité de production en construction ou les mesures prises ne sont pas suffisantes pour atteindre ces objectifs.

LE RACCORDEMENT ET L'ACCES AU RESEAU

A l'exception des aménagements isolés, la centrale ne peut pas fonctionner sans raccordement au réseau. Les spécifications sur le raccordement au réseau peuvent également avoir un effet dissuasif sur le développement de PCH et/ou affecter la viabilité d'un aménagement. Les services publics exigeant des spécifications ou des conditions exagérées ou inutiles (emplacement du point de raccordement loin de la centrale) affectent de manière importante la faisabilité d'un aménagement. Dans tous les cas, les services publics doivent garantir une certaine qualité de leur service, par conséquent ils doivent exiger un certain nombre de conditions à un producteur indépendant pour être raccordé au réseau.

La Directive E-SER dans l'article 7, stipule que « Sans préjudice du maintien de la fiabilité et de la sécurité du réseau, les Etats membres prennent les mesures nécessaires pour faire en sorte que les opérateurs de systèmes de transport et de distribution présents sur leur territoire garantissent le transport et la distribution de l'électricité produite à partir de sources d'énergies renouvelables. Ils peuvent, en outre, prévoir un accès prioritaire au réseau de l'électricité produite à partir de sources d'énergies renouvelables. Pour ce qui est de la distribution de l'électricité produite par les installations de production, les opérateurs des systèmes de transport donnent la priorité aux installations utilisant les sources d'énergies renouvelables, dans la mesure permise par le fonctionnement du système électrique national. »

La directive exige que les Etats membres demandent aux opérateurs de systèmes de transmission et de distribution qu'ils établissent et publient les règles standard concernant les supports de coûts des adaptations techniques, telles que les raccordements au réseau et les renforcements de réseau, qui sont nécessaires dans le but d'intégrer l'électricité de nouveaux producteurs, produite à partir de sources d'énergies renouvelables à l'intérieur du réseau interconnecté et même de supporter totalement ou en partie les coûts des raccordements au réseau et des renforcements de réseau. La question de savoir qui va devoir payer pour ces investissements de consolidation de réseau peut affecter le taux de consommation de SER-E en général. Il faut noter que la directive sur l'Electricité dans l'article 7(2) prévoit que les Etats membres doivent garantir que les règles techniques et les conditions opérationnelles concernant le raccordement des producteurs au réseau de transmission soient développées de manière objective et non discriminatoire et qu'elles soient publiées.

La Directive 2003/54/CE, concernant les règles communes du marché intérieur d'électricité, est plus précise et stricte à cet effet. Par exemple, dans le préambule, lorsqu'il est question des bénéfices du marché intérieur, il est clairement stipulé que : « Cependant, d'importantes lacunes subsistent et il reste possible d'améliorer le fonctionnement de ce marché ; des dispositions concrètes sont notamment nécessaires pour garantir des conditions de concurrence équitable au niveau de la production et réduire le risque de domination du marché et de comportement prédateur, en garantissant des tarifs de transport et de distribution non discriminatoires par l'accès au réseau sur la base de tarifs publiés avant leur entrée en vigueur, et en garantissant la protection des droits des petits consommateurs vulnérables et la divulgation des informations sur les sources d'énergie pour la production d'électricité, ainsi que la référence aux sources, le cas échéant, en donnant l'information sur leur impact sur leur environnement. Les principaux obstacles à l'achèvement d'un marché intérieur tout à fait opérationnel et compétitif sont liés, entre autres, à des questions d'accès au réseau, de tarification et de diversité des degrés d'ouverture des marchés entre les Etats membres. Pour le bon fonctionnement de la concurrence, l'accès au réseau doit être non discriminatoire, transparent et disponible au juste prix. Afin d'achever le marché intérieur de l'électricité, l'accès non discriminatoire au réseau du gestionnaire de réseau de transport ou de distribution revêt une importance primordiale. Un gestionnaire de réseau de transport ou de distribution peut comprendre une ou plusieurs entreprises. ».

Elle souligne également que : « La mise en place et l'entretien de l'infrastructure de réseau nécessaire, y compris la capacité d'interconnexion, devraient contribuer à un approvisionnement stable en électricité. L'entretien et la construction des infrastructures de réseau nécessaires, y compris la capacité d'interconnexion et la production d'électricité décentralisée, sont des éléments importants pour assurer un approvisionnement stable en électricité. Le respect des obligations de service public est un élément essentiel de la présente directive, et il est important que des normes minimales communes, respectées par tous les Etats membres, soient fixées dans la présente directive, en prenant en compte les objectifs de la protection des consommateurs, de la sécurité d'approvisionnement, de la protection de l'environnement et de l'égalité des niveaux de concurrence dans tous les Etats membres. Il est important que les exigences relatives au service public puissent être interprétées sur une base nationale, compte tenu des conditions nationales et dans le respect du droit communautaire. ».

Plusieurs articles dans la directive traitent directement de l'accès au réseau, et de nouvelle capacité :

L'article 5 sur des prescriptions techniques spécifie que « les Etats membres veillent à ce que soient définis des critères de sécurité technique et veillent à ce que soient élaborées et rendues

publiques des prescriptions techniques fixant les exigences techniques minimales de conception et de fonctionnement en matière de raccordement au réseau d'installations de production, de réseaux de distribution, d'équipement de clients directement connectés, de circuits d'interconnexions et de lignes directes. Ces prescriptions techniques doivent assurer l'interopérabilité des réseaux, être objectives et non discriminatoires. Elles sont notifiées à la Commission conformément à l'article 8 de la directive 98/34/CE du Parlement européen et du Conseil du 22 juin 1998 prévoyant une procédure d'information dans le domaine des normes et réglementations techniques et des règles relatives aux services de la société de l'information. »

- L'article 6 sur la procédure d'autorisation pour une nouvelle capacité souligne que « les Etats membres fixent les critères relatifs à l'octroi des autorisations de construction de capacités de production sur leur territoire. Ces critères peuvent porter sur : la protection de la santé et de la sécurité publiques, la protection de l'environnement et l'efficacité énergétique ».

- L'article 14 portant sur les tâches de l'Opérateur du Système de Distribution est très explicite en ce qui concerne les SER, « Un Etat membre peut imposer au gestionnaire de réseau de distribution, lorsqu'il appelle les installations de production, de donner la priorité à celles qui utilisent des sources d'énergie renouvelables ou des déchets ou qui produisent de la chaleur et de l'électricité combinées. Lorsque les gestionnaires de réseau de distribution sont chargés d'assurer l'équilibre du réseau de distribution, les règles qu'ils adoptent à cet effet doivent être objectives, transparentes et non discriminatoires, y compris les règles de tarification pour les redevances à payer par les utilisateurs du réseau en cas de déséquilibre. »

La Commission doit orienter et suivre l'application de cette directive et soumettre un rapport d'évolution d'ensemble au Parlement européen et au Conseil avant la fin de la première année après l'entrée en vigueur de celle-ci (cette directive est déjà en vigueur depuis août 2003 et doit être transposée en loi nationale à partir du 1er juillet 2004 au plus tard), et ensuite sur une base annuelle. Le rapport doit couvrir au moins, entre autre, l'expérience acquise et le progrès réalisé dans la création d'un marché de l'électricité intérieur totalement opérationnel et complet et les obstacles qui restent, incluant les aspects de la prédominance du marché, la concentration du marché, les comportements prédateurs ou anti-concurrentiels et l'effet de cela en terme de distorsion du marché. La Commission doit, au plus tard, le 1er janvier 2006 transmettre au Parlement européen et au Conseil, un rapport détaillé exposant les progrès réalisés dans la création du marché intérieur de l'électricité. Le rapport doit, en particulier, considérer l'existence d'un *accès au réseau non discriminatoire*.

A.4 MARCHE INTERIEUR DE L'UE

Le dernier rapport de la Commission européenne sur les avancées et les succès de la mise en œuvre du marché intérieur d'électricité en UE montre la situation comme suit :

- Mise en œuvre de la Directive sur l'Electricité. Bien que des progrès aient été réalisés dans le secteur de l'électricité depuis 2001 en terme de fonctionnement général du marché, il existe encore quelques domaines causant des difficultés particulières :

  ⇒ Taux différentiels d'ouverture de marché réduisant la portée des bénéfices de la concurrence aux clients.

  ⇒ Disparités dans les tarifs d'accès entre les opérateurs de réseau, qui, en raison du manque de transparence, peuvent former un obstacle à la concurrence.

  ⇒ Haut degré de puissance du marché parmi des compagnies de producteurs existantes qui gênent les nouveaux entrants.

  ⇒ Infrastructure d'interconnexion insuffisante entre les Etats membres.

- Résultats de l'ouverture du marché aux clients. Les deux conséquences immédiates d'une ouverture du marché sont une baisse normale des prix d'électricité et une opportunité de changer de fournisseur et de négocier. Néanmoins, la tendance des prix d'électricité depuis 1999 n'est pas à la baisse de manière notable en UE. La tendance varie en fonction du pays avec quelques expériences d'Etats membres pour lesquels des prix sont en augmentation et l'effet de baisse est plus notable avec des grands consommateurs (industrie) que des plus petits (domestiques). En ce qui concerne le changement de fournisseurs et la possibilité de négocier, dans presque tous les EM, la majorité des grands clients éligibles ont profité de l'opportunité d'explorer d'autres fournisseurs. Pour les clients plus petits, le nombre de consommateurs changeant de fournisseurs a augmenté en Allemagne et en Autriche.

- Le problème du service public. Les Etats membres sont conscients du besoin de garantir la sécurité d'alimentation, de proposer des services de hauts niveaux à tous les clients et de défendre les objectifs environnementaux de la Communauté. Des solutions clé formulées dans les EM incluent, entre autres, des mesures pour augmenter le partage des énergies renouvelables.

- Accès aux réseaux. Deux questions affectent l'accès effectif au réseau :

  ⇒ Tarifs de réseau : il existe une grande variété entre les Etats membres en terme de nombre de compagnies exploitant les différentes parties du réseau de transmission et de distribution. C'est, dans la plupart des cas, un héritage de la manière dont la fourniture d'électricité a été organisée avant l'ouverture du marché. Dans quelques cas, comme la France, l'Irlande et la Grèce, il existe une seule compagnie nationale qui est propriétaire du système de transmission et surtout du système de distribution au niveau national. Dans d'autres cas, comme en Allemagne et en Autriche, les systèmes de transmission sont exploités sur une base régionale, avec une distribution basée sur de nombreux domaines municipaux individuels. D'autres Etats membres sont entre ces deux extrêmes en terme de nombre d'opérateurs de système.

Tableau A.3 : Accès au réseau en UE, électricité

			tension moyenne		tension basse	
TARIFS DE RÉSEAU TOTAUX	**Nombres d'entreprises de transmission**	**Nombre d'entreprises de distribution**	**charge moyenne estimée (€/MWh)**	**échelle moyenne haute / basse (€/MWh)**	**charge moyenne estimée (€/MWh)**	**échelle moyenne haute / basse (€/MWh)**
Autriche	**3**	**155**	**20**	**15-25**	**65**	**50-80**
Belgique	**1**	**33**	**15**	**n.c**		
Danemark	**2**	**77**	**15**	**n.c**	**25**	**Inconnu**
Finlande	**1**	**100**	**15**	**10-20**	**35**	**Inconnu**
France	**1**	**172**	**15**	**n.c**	**50**	**n.c**
Allemagne	**4**	**880**	**25**	**15-45**	**55**	**40-75**
Grèce	**1**	**1**	**15**	**n.c**		
Irlande	**1**	**1**	**10**	**n.c**	**40**	**n.c**
Italie	**1**	**219**	**10**	**n.c**		
Luxembourg	**-**	**15**	**20**	**n.c**		
Pays-Bas	**1**	**18**	**10**	**Inconnu**	**35**	**Inconnu**
Portugal	**1**	**3**	**15**	**n.c**		
Espagne	**1**	**297**	**15**	**n.c**	**45**	**n.c**
Suède	**1**	**248**	**10**	**5-15**	**40**	**20-60**
Royaume-Uni	**4**	**15**	**inconnu**	**10-15**	**40**	**30-50**

Source : Second rapport de référence sur la mise en œuvre du marché intérieur d'électricité et de gaz. Document de travail du personnel de la Commission, SEC (2003)448

⇒ Équilibre du réseau : un autre problème important pour garantir un accès au réseau équitable est centré sur les conditions associées à l'équilibre du réseau. L'équilibre est réalisé par l'opérateur du système de transmission (Transmission System Operator, TSO) qui facture habituellement les utilisateurs pour une fourniture en fonction de la demande, ou pour le fait qu'il dispose d'une réserve d'énergie Les conditions sont importantes pour les nouveaux entrants puisqu'ils ont souvent un portefeuille de clients plus mince et le risque de déséquilibre est habituellement plus élevé. Dans la plupart des Etats membres, le prix d'équilibrage de l'électricité est maintenant établi sur la base des principes du marché, avec la méthodologie utilisée et approuvée par le législateur. Dans d'autres cas, les prix sont soumis à une réglementation directe. Toutefois, en Belgique et au Luxembourg, il apparaît que le réseau contrôle l'équilibre sans aucune intervention réglementaire ou un processus de marché, et à l'évidence cela rend les conditions défavorables pour les nouveaux entrants.

- Sécurité d'alimentation : L'introduction de concurrence dans les marchés d'électricité et de gaz doit être organisée, de sorte que les clients puissent se reposer sur une alimentation continue et fiable. Cela signifie qu'il doit y avoir une capacité de transport et de

production suffisante pour traiter avec les différents niveaux de demande durant l'année et selon différentes conditions. Pour l'électricité, la sécurité d'alimentation est habituellement dirigée par les opérateurs du réseau dans les Etats membres concernés, comme une conséquence de leur fonction de responsable d'équilibre de la fourniture et de la demande dans le réseau. Les opérateurs du réseau doivent de toute manière être conscients des tendances de production et de demande dans le but de planifier des investissements appropriés dans le réseau. Le tableau A.4 fournit des données sur la capacité de production de réserve pour 2002. Généralement, les Etats membres maintiennent le niveau de « capacité restante » au-dessus de 5 % de la capacité disponible, prenant en compte les importations.

Tableau A.4 : Sécurité de l'alimentation en électricité

	Position de la sécurité d'alimentation 2002				Mesures d'encouragement de capacité de pointe			
	capacité de génération de réserve[30]	capacité d'importation (% de consommation de pointe)	% d'augmentation en charge de pointe	augmentation de capacité en 2004 (GW)	basée sur le marché	incitations : par exemple, paiements de capacité	obligations sur les TSO ou le fournisseur	tendance du régulateur ou TSO
Autriche	34 %	45 %	+2,1 %	0,4	x			
Belgique	2 %	31 %	+2,1 %	0,2			x	
Danemark					x			
Finlande					inconnu			
France	16 %	19 %	+1,9 %	0,4	x			
Allemagne	5 %	15 %	+0,5 %	0,8	x			
Grèce	7 %	13 %	+3,2 %	1,2				(x)
Italie	9 %	12 %	+3,7 %	5,7		(x)		
Irlande	-2 %	6 %	+3,0 %	0,8		x		(x)
Luxembourg	-	100 %	+2,8 %	0,0	n.c			
Pays-Bas	7 %	28 %	+3,0 %	0,7			x	
Portugal	13 %	13 %	+4,0 %	0,5		x		
Espagne	16 %	7 %	+3,1 %	4,6		x		
Suède							x	
Royaume-Uni	12 %	3 %	+1,0 %	5,0	x			
Norvège	1 %	5 %	+0,8 %	6,0				

Source : Second rapport de référence sur la mise en œuvre du marché intérieur d'électricité et de gaz. Document de travail du personnel de la Commission, SEC (2003)448

- Objectifs environnementaux : Les coûts d'investissement bas du chauffage au gaz et son rendement relativement intéressant font qu'il est largement adopté à travers l'UE. De manière similaire, la concurrence peut également amener un recul plus rapide des anciennes installations plus polluantes. Cela est arrivé en particulier en UE, où les émissions ont diminué considérablement durant les années 1990. Toutefois, l'introduction de la concurrence peut également entraîner des prix d'énergie plus bas. En effet, la concurrence incite les compagnies à réduire les coûts, par exemple, en fermant des centrales inefficaces. Cela entraîne un défi en termes d'environnement puisque des prix plus bas encouragent une plus grande consommation et réduisent également la viabilité de

l'énergie renouvelable, particulièrement si le coût externe d'utilisation des combustibles fossiles n'est pas reconnu. Puisque les Etats membres ont des engagements vis-à-vis de la réduction des gaz à effet de serre et autres émissions, il est important de s'assurer que l'ouverture du marché est compatible avec celles-ci. Le tableau A.5 montre les efforts des Etats membres pour gérer la demande et encourager la production d'énergie renouvelable.

Tableau A.5 : Cadre politique environnemental
(cert.verts = certificats verts)

				Addition nette à la production 1998-2001			
	TVA	Taxe sur l'énergie	Mécanisme principal de soutien des SER	nouveau pétrole net	nouveau gaz net	Nouvelle SER nette	Autre
Autriche	20	**	tarif d'achat fixe	Pas d'information			
Belgique	21	*	système de quota (cert. verts)	-225	-225	+443	-
Danemark	25	***	système de quota (cert. verts)	-803	+317	-	+32
Finlande	22	*	subventions d'investissement	+270	+160	+307	+220
France	19,6/5,5	*	système de quota (appel d'offres)	Pas d'information			
Allemagne	16	**	tarif d'achat fixe	-166	-101	+3150	+1251
Grèce	8	Aucune	tarif d'achat fixe+ subventions	-80	+492	-	-
Irlande	12,5	Aucune	système de quota (appel d'offres)	0	+310	+1074	+84
Italie	20/10	**	système de quota	-	+4880	+1167	-
Luxembourg	6	*	tarif d'achat fixe	Pas d'information			
Pays-Bas	19	***	système de quota (cert. verts)	-	+227	+511	-
Portugal	5	Aucune	tarif d'achat fixe	-50	+660	-	-
Espagne	16	*	tarif d'achat fixe	-341	-	+5942	+1057
Suède	25	**	système de quota (cert. verts)	-2500	-	+7	-600
Royaume-Uni	17,5/5	*	système de quota (appel d'offres)	-5228	+5734	+109	-257
Total				**-8400**	**+12500**	**+12700**	**+1800**

Source : Second rapport de référence sur la mise en œuvre du marché intérieur d'électricité et de gaz. Document de travail du personnel de la Commission, SEC (2003)448

Le tableau montre que tous les Etats membres ont un programme de soutien des énergies renouvelables et l'efficacité de telles politiques peut être évaluée par une estimation des différentes énergies entrant dans la capacité nette ajoutée durant les années 1998-2001. Il en résulte qu'un progrès notable est réalisé par rapport aux énergies renouvelables, qui comporte près de 50 % de nouvelle capacité ajoutée en Europe. Les contributeurs les plus importants de l'augmentation des sources d'énergie renouvelables dans la période concernée sont l'Allemagne et l'Espagne. De nombreux Etats membres ont aussi une politique fiscale active pour l'énergie, avec comme objectif d'augmenter l'utilisation de l'énergie renouvelable et de réduire la consommation. Les leaders principaux dans ce domaine sont le Danemark et les Pays-Bas. Toutefois, sur cette question de taxation de l'énergie, il est important de se rappeler que le gaz et l'électricité ne peuvent pas être considérés séparément. Le charbon et le pétrole sont également des combustibles essentiellement carbonés et doivent être inclus dans un système global de taxation d'énergie. Le Conseil a repris les discussions sur la proposition de la Commission pour une Directive pour restructurer la taxation d'énergie [COM (1997)30] et l'adoption de ces propositions est également encouragée.

Pour conclure, le tableau A.6 montre la position de base des Etats membres à la fin février 2003, indiquant la proportion du marché ouvert à la concurrence, les seuils pertinents et les informations sur la réglementation du marché et des prix.

Tableau A.6 : Situation du marché intérieur d'électricité en UE

	Electricité					
	Ouverture du marché	Taille du marché ouvert	Seuil d'éligibilité	100 % en	Transmission isolée	Accès au réseau
Autriche	100 %	52	-	2001	Légal	Reg.
Belgique	52 %	40	1/10 GWh	2003/7	Légal	Reg.
Danemark	**100 %**	32	-	2003	Légal	Reg.
Finlande	100 %	75	-	1997	Propriété	Reg.
France	**37 %**	131	**7 GWh**	**2007**	Management	Reg.
Allemagne	100 %	483	-	1999	Légal[9]	Neg.
Grèce	34 %	15	1kV	**2007**	Légal\Management	Reg.
Irlande	**56 %**	8	**0,1 GWh**	2005	Légal\Management	Reg.
Italie	**70 %**	191	**0,1 GWh**	**2007**	Propriété\légal	Reg.
Luxembourg	57 %	3	20 GWh	**2007**	Management	Reg.
Pays-Bas	63 %	62	3*80 A	2003	Propriété	Reg.
Portugal	45 %	17	1kV	**2004**	Légal	Reg.
Espagne	**100 %**	188	-	2003	Propriété	Reg.
Suède	100 %	129	-	1998	Propriété	Reg.
Royaume-Uni	100 %	330	-	1998	Propriété	Reg.

Source : Second rapport de référence sur la mise en œuvre du marché intérieur d'électricité et de gaz. Document de travail du personnel de la Commission, SEC (2003)448

Bibliographie :

1. Document de travail de la Commission européenne « Electricity from renewable sources and the internal electricty market ».

2. Rapport ECN « Renewable electricity policies in Europe. Country fact sheets 2003 ».

3. Directive 2003/54/CE concernant les règles communes pour le marché intérieur d'électricité et Directive d'annulation 96/92/CE

4. Document de travail du personnel de la Commission « Second benchmarking report on the implementation of the internal electricity and gas market. » SEC (2003)448.

5. Directive 2001/77/CE sur la promotion de l'électricité produite à partir de sources d'énergies renouvelables sur le marché intérieur de l'électricité.

---

[1] Par Francis Armand † (ADEME), Gema San Bruno (ESHA) et Celso Penche (ESHA)

[2] Une partie des informations présentées dans ce chapitre sont tirées du manuel français « Guide pour le montage de projets de petite hydroélectricité » ADEME – Géokos mai 2003

[3] ESHA – Présentation par George Bablis à Hidroenergia 97

[4] Voir également TNSHP – groupe environnemental – débit réservé – brève révision critique des méthodes de calcul à l'adresse Internet www.esha.be

[5] Une partie des exemples suivants ont été fournis par les pays travaillant dans le cadre du contrat européen « SPLASH » (Spatial plans and local Arrangement for Small Hydro ») : Irlande, Grèce et Portugal. Merci à tous.

[6] Une partie des informations présentées dans ce chapitre est tirée du manuel français « Guide pour le montage de projets de petite hydroélectricité » ADEME – Géokos mai 2003

[7] Document de travail du personnel de la Commission, « Second benchmarking report on the implementation of the internal electricity and gas market. » SEC (2003)448.

GLOSSAIRE

Aménagement au fil de l'eau : Centrales qui utilisent le débit d'eau qui les alimente tel qu'il se présente (pas de retenue d'eau)

Aspirateur (ou diffuseur) : Conduite d'évacuation à la sortie de la turbine qui permet la récupération de l'énergie cinétique résiduelle que possède l'eau en sortie des turbines à réaction

Bassin versant : Surface drainée par le cours d'eau et ses affluents en amont à un point particulier du cours d'eau

Batardeaux : Panneaux généralement en bois ou en aluminium, insérés dans des glissières spécifiquement réalisées dans les bajoyers, et permettant d'isoler et assécher les parties aval ou amont pour maintenance

Canal d'amenée : Canal ouvert à faible pente qui achemine l'eau depuis la prise d'eau de la rivière jusqu'à une chambre de mise en charge (s'il existe des conduites forcées à l'aval) ou directement vers la centrale pour des aménagements de basse chute

Canal de fuite : Canal de décharge situé après la turbine et qui rejoint le cours d'eau

Cavitation : Phénomène de vaporisation de l'eau à basse pression, caractérisé par la formation de bulles de vapeur qui éclatent instantanément en provoquant des chocs contre la structure (aubes de turbine), entraînant parfois de sévères dégradations des matériaux

Chambre de mise en charge : Bassin d'eau habituellement situé entre l'extrémité aval du canal d'amenée et le début de la conduite forcée qui mène à la centrale et permettant d'éviter l'intrusion d'air dans les structures sous pression (conduites)

Chute brute : Différence d'altitude entre les plans d'eau de la prise d'eau et de la sortie de l'aspirateur (voir *Aspirateur*)

Chute nette : Chute disponible pour une génération d'énergie par la turbine, définie comme la chute brute diminuée de toutes les pertes de charge dans les grilles, prises d'eau, conduites, vannes, aspirateurs et canaux de fuite

Condensateur : Dispositif diélectrique, qui absorbe et stocke momentanément l'énergie électrique.

Conduite forcée : Conduite (habituellement en acier, fonte ou béton, occasionnellement en matières plastiques) qui achemine l'eau sous pression de la chambre de mise en charge vers la turbine

Constante gravitationnelle g : Accélération de la pesanteur, approximativement 9,81 m/s^2

Courant alternatif (CA) : Courant électrique qui inverse sa polarité périodiquement (contrairement au courant continu). En Europe, la fréquence de cycle standard est de 50 Hz, en Amérique, 60 Hz

Courant continu (CC) : Electricité qui circule de manière continue dans une direction, contrairement au courant alternatif

Courbe de débits classés : Courbe représentant l'historique des débits d'un cours d'eau (de 0 à 100 % du temps passé mesuré) et représentée selon des débits décroissants

Courbe de tarage : Fonction reliant la cote du plan d'eau au débit transporté

Débit d'infiltration : Partie du débit d'une rivière fournie par l'eau souterraine s'écoulant lentement à travers le sol et émergeant dans la rivière à travers les berges et les lits.

Débit réservé : Débit minimum requis devant rester dans le cours d'eau au-dessous d'une prise d'eau, d'un barrage ou d'un seuil, pour assurer un écoulement adéquat en aval pour des besoins environnementaux

Débit supercritique : Écoulement rapide n'étant pas affecté par les conditions en aval

Demande de pointe : Demande électrique du réseau au moment de la consommation maximum

Demande électrique : Somme des puissances électriques instantanées demandées par l'ensemble des clients branchés sur le réseau

Déversoir : Barrage lent étant conçu pour fournir une profondeur en amont suffisante pour une prise d'eau tout en permettant à l'eau de passer au-dessus de son sommet

Ecoulement quotidien moyen : Quantité quotidienne moyenne d'eau passant dans une station de jaugeage spécifique

Energie : Travail, mesuré en mètres Newton ou Joules. Le terme pour l'énergie électrique généralement utilisé est le kilowattheure (kWh) et représente la puissance (kilowatts) fonctionnant pendant une certaine période de temps (heures) 1kWh = 3600 Joules

Enrochements : Matériaux de revêtement de pierres, de roche brisée ou de blocs en béton, placés en couches et servant de protection contre l'érosion

Evapotranspiration : Effet combiné de l'évaporation et de la transpiration sur les écoulements de surface

Facteur de charge : Rapport entre l'énergie annuellement produite (en kWh/an) et la puissance installée (kW) multipliée par 8 766 (h/an)

Facteur de puissance : Rapport entre la puissance mesurée en kilowatts (kW) et la puissance apparente mesurée en kilo voltampères (kVA)

Fonctionnement en éclusées : Aménagement hydroélectrique muni d'un barrage créant une retenue dans laquelle on fait quotidiennement varier le niveau pour turbiner prioritairement durant les heures de pointes où le prix de vente de l'électricité est plus élevé

Gabion : Pierres ou roches brisées remplissant les cages métalliques formant les barrages dits « en gabions »

Géotextiles : Matériaux synthétiques tissés (par exemple du polypropylène ou du nylon), en rouleaux ou matelas, posés sous des pierres, des rochers ou autres matériaux de revêtement et servant de tapis de fondation perméable permanent

Gradient de pression : Evolution dans le temps ou dans l'espace de la pression

Grille : Structure constituée d'une série de barreaux en métal parallèles espacés de manière égale et permettant d'éviter l'intrusion d'embâcles dans la structure aval

Hertz (Hz) : Cycles par seconde, unité appliquée à la fréquence

Indisponibilité : Période pendant laquelle une unité de production, une ligne de transmission, ou autre équipement, est hors service

Infiltration : Processus par lequel l'eau de pluie s'infiltre dans le sous-sol, contribue à l'humidité du sol et/ou alimente les eaux souterraines

Isovitesses : Lignes de vitesse constante, généralement représentées sur une coupe transversale du cours d'eau

Moyenne pondérée des pluies : Chute de pluie moyenne sur un bassin versant déterminée par pondération des pluies enregistrées aux différentes stations pluviométriques sur ce bassin, en fonction des zones contrôlées par celles-ci

Niveau (d'une rivière) : Cote relative de la surface du plan d'eau

Nombre de Reynolds : Paramètre sans dimensions utilisé dans les calculs de perte de charge dans les conduites forcées et qui dépend du diamètre de conduite, de la vitesse de l'écoulement, de la masse volumique et de la viscosité cinématique du fluide.

Parallèle (en) : Terme utilisé pour indiquer qu'une unité de production fonctionne en connexion avec l'alimentation de secteur, de manière synchrone à la même fréquence

Passe à poissons : Structure permettant aux poissons migrateurs de remonter le cours d'eau. Les passes sont généralement constituées de bassins successifs entre lesquels la différence de cote du plan d'eau est d'environ 30 cm. Un débit descendant de bassin en bassin attire le poisson vers l'étage supérieur

PCH : Petite centrale hydroélectrique, généralement de puissance inférieure à 10 MW

PEHD : Polyéthylène de haute densité

Poisson anadrome : Poisson (par exemple le saumon) qui remonte les rivières à partir de l'océan à certaines saisons pour se reproduire.

Productible : Quantité d'énergie que peut produire une centrale

Production : Quantité de courant (ou d'énergie, selon la définition) délivrée par une centrale

Puissance : Taux d'énergie produit, transporté ou consommé par unité de temps. Mesuré en joules/sec ou watts (1 MW = 1 j/s). La puissance électrique est mesurée généralement en kW

Puissance installée : Puissance totale maximum des unités de production d'une centrale hydroélectrique

Régulateur : Dispositif de commande qui ajuste le débit traversant la turbine d'après le signal de sortie d'un détecteur (vitesse de turbine, niveau d'eau dans la retenue, etc.).

Revanche : Dans un canal, la hauteur du bord au-dessus du niveau d'eau. Sur un barrage, il s'agit de la hauteur de la structure en rive permettant d'éviter le passage de la crue en dehors du déversoir prévu à cet effet

Survitesse : Vitesse de rotation maximale de la turbine lorsque celle-ci est traversée par le débit nominal mais que le générateur n'oppose aucune résistance (coupure du réseau)

Taux d'utilisation : Rapport entre le nombre d'heures par an (ou autres unités de temps) de fonctionnement d'une centrale et le nombre d'heures dans une année (ou autres unités de temps), c'est-à-dire 8766, ce rapport n'est pas le *facteur de charge*

Vanne glissante : Vanne à tablier vertical glissant dans des rainures à l'aide de patins de glissements ou galets, actionnée manuellement ou par un vérin électrique, hydraulique, ou un cric

Vanne papillon : Vanne composée d'une lentille pouvant tourner autour d'un axe de rotation perpendiculaire à l'axe de la conduite, généralement actionnée par un vérin mais disposant également d'un volant manuel

Vitesse synchrone : Vitesse de rotation du générateur, permettant de produire un courant alternatif de fréquence exactement identique à celle du réseau (50 Hz ou 60 Hz) recevant l'énergie produite